4/84
34. Jahrgang
Mai 1984
S. 73–96
Verlagspostamt Berlin
Heftpreis 2,20 M



VEB VERLAG FÜR BAUWESEN BERLIN

Wasserwirtschaft · Wassertechnik

wwt

Dokumentation

Zustand und Rekonstruktion von Talsperren
Ander, E. – In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik
Berlin **43** (1984) 4, S. 74–76
Der Rekonstruktion von Talsperren ist als Bestandteil der Intensivierung der Wirtschaftsprozesse die gleiche Aufmerksamkeit zu widmen wie dem Neubau. Die Analyse des Zustandes dieser Anlagen und dessen Ursachen, die heute zur Verfügung stehenden, wissenschaftlich-technisch erarbeiteten, bautechnischen und -technologischen Vorzugslösungen und die Auswertung der Erfahrungen im bisherigen Prozeß bestimmen bei zentraler Koordinierung die Effektivität des weiteren Programmes zur Instandhaltung und Rekonstruktion der Talsperren im Zeitraum 1986 bis 1990.
70, 17;
Talsperren, Rekonstruktion, Instandsetzung, Zustandsanalyse.

Einige Aspekte zur Auswertung der Untergrundsanierung an der Talsperre Muldenberg
Helbig, V. – In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik
Berlin **34** (1984) 4, S. 86–88
Mit der Durchführung von Injektionsarbeiten ist deren systematische Auswertung untrennbar verbunden. Der Beitrag enthält einige dieser Aspekte für den zweireihigen 450 m langen Dichtungsschleier an der Talsperre Muldenberg. Mittels 2800 Injektionsbohrungen, die man in 2,50-m-Stufen von oben nach unten verpreßte, wurden $2{,}9 \cdot 10^6$ kg Zement und 281 564 kg Wasserglas injiziert. Der Gesamtbohrumfang betrug 498 270 m. In den Grundablaßbereichen wurde nach der Ausführung der senkrechten Verpreßbohrungen noch zusätzlich über 68° bzw. 45° geneigte Bohrungen injiziert. Die Überlagerung wird dargestellt und ausgewählte Lochverbindungen registriert.

Die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Systems der Weidatalsperren
Schirmer, W.; Schmidt, D.; Bartelt, U. –
In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik. –
Berlin **34** (1984) 4, S. 89–91
Der Beitrag behandelt die Erhöhung der Abgabekapazität der Weidatalsperren durch folgende Maßnahmen: Überleitung aus benachbartem Flußgebiet, Reduzierung der Wildbettabgabe, Optimierung des Hochwasserschutzraumes, Leistungssteigerung und Erhöhung der Krone der Hochwasserentlastungsanlage, Rückführung des Spülwassers des Wasserwerkes in die Weidatalsperre, Anwendung EDV-Programm, Speicherbewirtschaftung, Steigerung der Kapazität um das 7,3fache bei Senkung der spezifischen Kosten auf 58 %.
70, 17;
Weidatalsperre, Zeulenrodatalsperre, Speichersystem (Wasserw.), Speichernutzung (Wasserw.), Speicherkapazität, Intensivierung, Trinkwasserbereitstellung, Hochwasserschutz, Hochwasserüberfall.

Sanierungsarbeiten an der bituminösen Außenhaut der Ohratalsperre – Notwendigkeit, bautechnische Probleme und deren Lösung
Löer, S.; Kaden, W. – In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik. –
Berlin **34** (1984) 4, S. 91–93
Staudämme und Talsperren mit bituminöser Außenhautdichtung sind Bauweisen neuerer Zeit. Langzeitverhalten dieser Dichtungsart ist nur für einen Zeitraum bis zu 30 Jahren bekannt. Planmäßig vorbeugende Instandhaltung sind unabdingbare Forderung für eine lange Lebensdauer dieser Bauwerke. Am Beispiel der Schadensbeseitigung an der bituminösen Außenhautdichtung der Ohratalsperre wird ein Sanierungsverfahren erläutert, ein Verfahren, das unter teilweise reduzierten Betriebsbedingungen anwendbar ist.
70, 17;
Talsperreninstandsetzung, Talsperreninstandhaltung, Staudammdichtung, Außenhautdichtung, Bituminöser Stoff, Bituminöse Abdichtung.

Reparaturen und Rekonstruktionen von Talsperren in der ČSSR
Břoušek, M. – In: Wasserwirtschaft-Wassertechnik
Berlin **34** (1984) 4, S. 94–96
Reparaturen und Rekonstruktionen von Talsperren werden erforderlich, wenn auf Grund des langjährigen Betriebes Abnutzungserscheinungen auftreten, die die Funktionssicherheit mindern, oder wenn das Bauwerk infolge Witterungseinflüssen sowie Naturkatastrophen beschädigt wurde. Im vorliegenden Artikel werden einige Rekonstruktionen beschrieben, an denen der Verfasser im Rahmen seiner Tätigkeit an der TH Brno und bei Ingstab Brno beteiligt war.

Redaktionsbeirat:

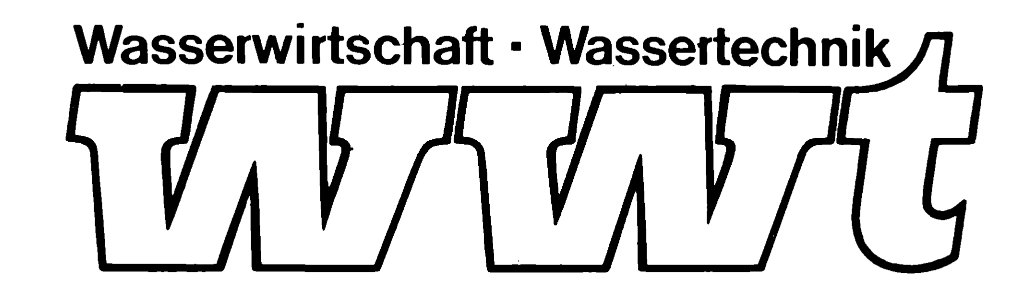
Содержание

Contents

Contenu



Ausgezeichnet
mit der
Ehrenplakette der KDT
in Silber



4 „Wasserwirtschaft–Wassertechnik"
Zeitschrift für Technik und Ökonomik der Wasserwirtschaft
34. Jahrgang (1984) Mai

Herausgeber:
Ministerium für Umweltschutz
und Wasserwirtschaft und
Kammer der Technik (FV Wasser)

Verlag:
VEB Verlag Bauwesen
1086 Berlin, Französiche Straße 13/14
Verlagsdirektor:
Dipl.-Ök. Siegfried Seeliger
Fernsprecher: 20410

Redaktion:
Agr.-Ing., Journ. Helga Hammer,
Verantwortliche Redakteurin

Sitz der Redaktion:
1086 Berlin, Hausvogteiplatz 12
Fernsprecher: 2 08 05 80 und 2 07 64 42

Lizenz-Nr. 1138

Presseamt beim Vorsitzenden
des Ministerrates der DDR

Satz: Druckerei „Neues Deutschland"

Druck: Druckkombinat Berlin

Gestaltung: Rita Bertko

Artikel-Nummer 29 932
Die Zeitschrift erscheint achtmal
im Jahr zum Heftpreis von 2,20 M (DDR)

Printed in G. D. R.

Die Auslandspreise sind den Zeitschriftenkatalogen des Außenhandelsbetriebes Buchexport zu entnehmen. Bestellungen nehmen entgegen: für Bezieher in der DDR sämtliche Postämter, der örtliche Buchhandel und der VEB Verlag für Bauwesen, Berlin, für Buchhandlungen im Ausland die internationalen Buchhandlungen in den jeweiligen Ländern bzw. das Zentralantiquariat der DDR, 7010 Leipzig, Talstraße 29.

Alleinige Anzeigenverwaltung:
VEB Verlag Technik, 1020 Berlin,
Oranienburger Straße 13/14, PSF 293,
Fernruf 2 87 00

Es gilt die Anzeigenpreisliste lt. Preiskatalog
Nr. 286/1.

Inhalt

Zum Titelfoto:

Zum System der Verbundwasserversorgung Nordthüringen, das rund 676 000 Einwohner mit Trinkwasser versorgt, gehört als wichtigstes Glied die Talsperre Ohra. Unser Titelbild zeigt eine ihrer Vorsperren, die der Rückhaltung von Geröll und Schwebstoffen dienen – die VS Silbergrund. Bei Vollstau hat sie einen Inhalt von 0,103 hm^3. Ihr direktes Einzugsgebiet beträgt 12,6 km^2. Die Krone liegt etwa 12,50 m über Talsohle und ist 72,5 m lang. Der Steinschüttdamm besitzt eine Kubatur von 17 000 m^3. Als die Vorsperre 1965 in Betrieb ging, war die bituminöse Außenhautdichtung noch eine relative Neuheit.
Foto: H. J. Schmidt, Gotha

wwt

Tagungen

5. Fachtagung Talsperrenbau 1984 in Weimar

Im 35. Jahr der DDR kann der VEB Spezialbaukombinat Wasserbau voller Stolz auf eine erfolgreiche 30jährige Tätigkeit zurückblicken. Die damaligen zentralen Aufgaben der Wasserwirtschaft, besonders beim Ausbau des Bode-Speichersystems im Harz, führten 1954 zur Konzentration der Wasserbaukapazitäten im VEB Talsperrenbau und Wasserkraftanlagen Weimar. 1964 wurde der VEB Spezialbaukombinat Wasserbau gebildet, dem heute fünf ausführende Kombinatsbetriebe in Eberswalde, Weimar, Blankenburg, Dresden und Berlin sowie die vorbereitenden Kombinatsbetriebe Hydroprojekt Weimar und Baugrund Berlin zugeordnet sind. Das Kombinat ist heute in der Lage, von der Baugrunderkundung über die Projektierung bis zur Bauausführung die zentralen Aufgaben der Wasserwirtschaft komplex vorzubereiten und auszuführen.

Das Leistungsprofil des VEB SBK Wasserbau wurde ständig den volkswirtschaftlichen Erfordernissen angepaßt. In den ersten Jahren mußten vor allem die Aufgaben des Speicherbauprogramms der DDR realisiert werden. Es kamen die Aufgaben zur Fernwasserversorgung und die wasserwirtschaftlichen Maßnahmen bei der Erschließung neuer Braunkohlentagebaue hinzu. In den nächsten Jahren werden besonders die wasserwirtschaftlichen Maßnahmen beim beschleunigten Ausbau der Hauptstadt der DDR, Berlin, die Sicherung der Kühlwasserversorgung von Kernkraftwerken, die Rekonstruktion der Talsprerren und auch der weitere Bau von Kläranlagen neue Anforderungen an die Leistungsfähigkeit des Kombinates stellen.

Die Ingenieure, Ökonomen, Meister und Produktionskollektive des SBK Wasserbau werden, wie stets in den vergangenen 30 Jahren, auch künftig die Staatlichen Planauflagen in guter Qualität erfüllen. Die enge Zusammenarbeit zwischen Wissenschaft und Praxis ist dazu unabdingbare Voraussetzung. Die 5. Fachtagung Talsperrenbau soll durch eine wissenschaftliche Diskussion aktueller Aufgaben dazu beitragen, die vor uns stehenden Aufgaben der Wasserspeicherung und des Wassertransports effektiv und rationell zu lösen.

Dipl.-Ing. *Lamprecht*
Generaldirektor
VEB SBK Wasserbau

Zustand und Rekonstruktion von Talsperren

Dipl.-Ing. Eberhard Ander, KDT
Beitrag aus der Talsperreninspektion

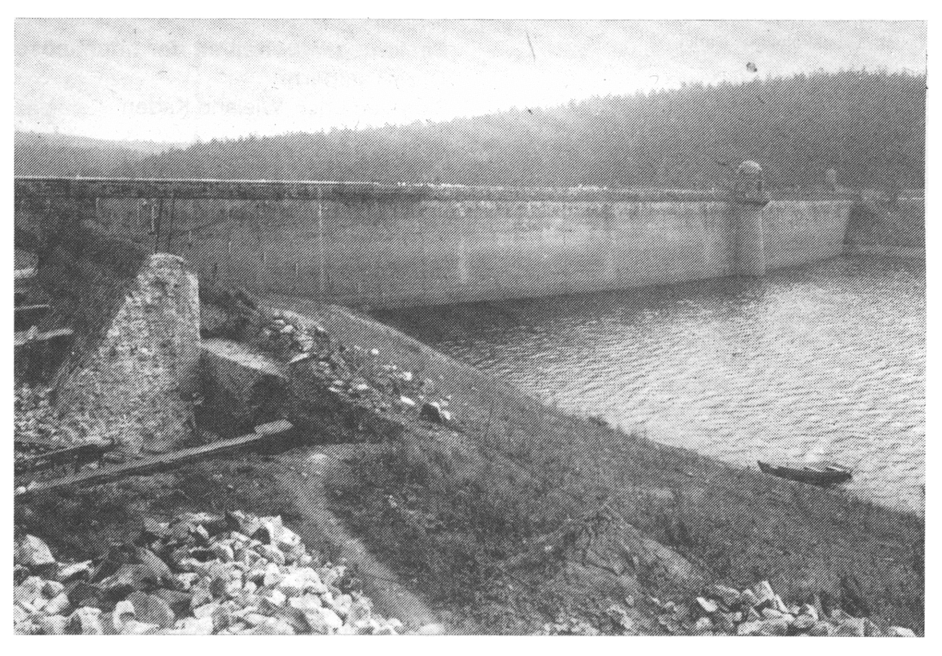
Der Begriff „Rekonstruktion von Talsprerren" ist in den zurückliegenden Jahren zunehmend zur Überschrift für eine Vielzahl von Aufgaben, Tätigkeiten, schöpferischen Arbeiten geworden, die alle zum Ziel haben, Talsperren und wasserwirtschaftliche Speicher so zu erhalten und ihre Leistungsfähigkeit so zu erhöhen, daß sie jederzeit alle Versorgungs- und Schutzfunktionen sicher und intensiv erfüllen.

In der DDR entspricht dieses Herangehen der generellen Wirtschaftsstrategie der Intensivierung, wobei in der Wasserwirtschaft
– rationelle und sparsame Verwendung des bereitgestellten Wassers und
– intensive Ausnutzung vorhandener wasserwirtschaftlicher Anlagen
bei Anwendung des wissenschaftlich-technischen Fortschritts für alle damit in Zusammenhang stehenden Prozesse eine Einheit bilden.

Die Erfüllung dieser wasserwirtschaftlichen Hauptaufgabe ist Basis für das weitere extensive Talsprerrenbauprogramm, das bis zum Jahr 2000 und darüber hinaus konzipiert ist und auch weiterhin anspruchsvolle Aufgaben an Planung, Vorbereitung und Ausführung stellt.
Damit ist der Neubau von Talsperren in vielerlei Hinsicht nicht von der Erhaltung vorhandener Anlagen zu trennen, auch nicht von den Möglichkeiten, deren Leistungsfähigkeit durch Intensivierung der Bewirtschaftung, Überleitungen aus angrenzenden Einzugsgebieten und konstruktive Veränderungen zu erhöhen. Der Neubau beschränkt auch nicht die Erschließung anderer örtlicher und dadurch gegebenenfalls effektiver zu nutzender Wasserdargebotsmöglichkeiten.
Beide Aufgaben – Rekonstruktion und Neubau – stellen an Planer, Konstrukteure, Bauausführende und Betreiber von Talsperren gleichermaßen hohe Anforderungen, die stets schöpferische Arbeit bedingen.

Während der Neubau von Talsperren durch dicht besiedeltes, hoch industrialisiertes und landwirtschaftlich intensiv genutztes Territorium mit hoher Verkehrsdichte zunehmend erschwert wird, ergeben sich für die Rekonstruktion vorhandener Anlagen in der heutigen Zeit folgende andere Randbedingungen, die diese Aufgabe ebenfalls nicht leicht machen:
1. Reparaturen und Generalreparaturen bis hin zu den komplexen Rekonstruktionen sind in der Regel unter bestimmten Betriebsbedingungen, also bei verschiedenen Wasserständen im Stauraum zur Aufrechterhaltung von Versorgungs- und Schutzfunktionen, durchzuführen; dies erfordert

Bild 1 Talsperre Malter, Rekonstruktion der Hochwasserentlastungsanlage – Vorbereitung zum Einbau einer Fischbauchklappe



- kurze Bau- bzw. Reparaturzeiten
- auf Betriebszustand angepaßte Bautechnologien (ein besonderer Schwerpunkt der Anforderungen an die Bauindustrie)
- Reinhaltung des Wassers, insbesondere bei der Instandsetzung von Trinkwassertalsperren
- Gewährleistung der ständigen Überwachung des Bauwerkes hinsichtlich Stand- und Funktionssicherheit zum Schutz des unterhalb liegenden Territoriums, ebenfalls in jeder Bauphase.

2. Die gewählten bautechnischen Lösungen müssen einerseits dauerhaft sein, andererseits müssen sie in langer Voraussicht weiteren Instandsetzungen wieder zugängig und insgesamt für die Betreiber der Talsperren instandhaltungsfreundlich sein.
3. Die für die Rekonstruktion durchgeführten Maßnahmen müssen hinsichtlich Aufwand und Nutzen effektiv sein und natürlich wissenschaftlich-technischen Fortschritt verkörpern.

Wie werden nun diese Aufgaben der Rekonstruktion, die allein unter Beachtung der genannten Aspekte alles andere als Routine- oder Nebenarbeiten darstellen, in der DDR bewältigt?

Wie in allen vergleichbaren Ländern haben wir es bei unseren Talsperren mit verschiedenen Typen von Abschlußbauwerken und mit einer bestimmten Altersstruktur zu tun. Von den nach TGL 21 239 (Talsperren) klassifizierten Talsperren und wasserwirtschaftlichen Speichern sind
69 vor 1920,
52 in der Zeit von 1920 bis 1945 und
138 nach 1945
erbaut worden.
Besonders 13 Bruchsteinmauern als Abschlußbauwerke sind über 50 Jahre alt, sieben davon sind 70 bis 80 Jahre in Betrieb, eine – die Talsperre Einsiedel – 90 Jahre.
Aber auch größere Beton-Gewichtsstaumauern, wie die der Talsperren Kriebstein, Bleiloch, Burgkhammer, Wisenta, Zillierbach, Lütsche, Pirk sind um die 50 Jahre alt. Das Bestehen kleinerer Erddämme als Abschlußbauwerke von Talsperren, wie wir sie heute noch im System der Revierwasserlaufanstalt Freiberg oder im Harz antreffen, reicht zum Teil bis in das Mittelalter zurück, während auch größere Staudämme, wie Oberwartha, Koberbach und Auma, ein Alter um 50 Jahre seit ihrer Fertigstellung aufweisen.
Diese Altersstruktur bestimmt natürlich wesentlich, aber nicht allein unser Talsperren-Rekonstruktionsprogramm. Die typischsten Schäden bzw. Alterungserscheinungen sind mit kurzer Bezeichnung in nachfolgender Übersicht zusammengefaßt; sie sind an den genannten älteren Talsperren festzustellen, aber auch an Anlagen, die seit ihrer Fertigstellung noch keine 20 Jahre in Betrieb sind.

Übersicht

Typische Schäden bzw. Alterungserscheinungen an Abschlußbauwerken und Ausrüstungen von Talsperren und Speichern

- Entfestigung der Kronenbereiche, Zerstörung von Brüstungen, Konsolen, Plattenbelägen, vor allem bei Bruchsteinmauern
- Erosionsschäden an Hochwasserentlastungsanlagen, besonders HW-Überläufen, Schußrinnen, Tosbecken
- Versinterung von Mauerentwässerungen (Dränagesystemen)
- Loslösung und Verfall wasserseitiger Betonschutzmäntel und der dahinter befindlichen Dichtungsschichten (damit zunehmende Durchfeuchtung derartig konstruierter Bruchsteinmauern, einhergehend mit Mörtelauswaschungen einschließlich chemischer Korrosion)
- Fugenauswaschungen, wasser- und luftseitig, in Verbindung mit Ausbruch einzelner Steine aus dem Mauerwerkverband
- Betonabplatzungen, besonders bei Bewehrungen und Schutzbetonschichten
- Betonerosionen, vor allem im Wasserstandsschwankungsbereich
- Verwitterung und Auslaugung löslicher Bestandteile im Gründungsfels, besonders bei aggressivem Talsperrenwasser und im Verlaufe der neuen, wechselnden Durchströmungsvorgänge im Gebirgskörper unter den Bauwerken
- Um- und Unterläufigkeiten, vor allem bei Staudämmen
- Unzureichende bzw. nachlassende Wirksamkeit von Dichtungsschleiern
- Umlagerung und Zerfall wasserseitiger Steinschutzschichten an Staudämmen, vornehmlich bei ungeeignet verwendeten Gesteinen
- Rißbildung an bituminösen Außenhautdichtungen an Steinschüttdämmen, besonders längs der ehemaligen Bahnfugen, flächenhafte Blasenbildung mangels Verbund zwischen den einzelnen Dichtungslagen, Zerstörung bzw. Ablösung von Latex-Absiegelungen
- Korrosion von Ausrüstungen, Undichtigkeiten der Verschlüsse, Abnutzung der Antriebe, Schwergängigkeit und unzureichende Regelbarkeit von Groß-Armaturen.

Diese typischen Schadensbilder, die natürlich nicht gleichermaßen, sondern differenziert an den jeweiligen Typen der Absperrbauwerke auftreten, haben im wesentlichen folgende Ursachen:
- natürliche Alterung der verwendeten Baustoffe
- entwicklungsbedingt unzureichende Erfahrung in der Anwendung neuer Baustoffe und Bautechnologien, besonders in der Anwendung von Dichtungsmaterialien
- Unzulänglichkeiten und Fehler bei der Baudurchführung
- witterungsempfindliche Konstruktionen, besonders im oberen Mauerbereich (Brüstungen, Konsole, Schrammborde u. a.)
- nicht ausreichende Erkundung des Untergrundes des Bauwerkes und unzureichende Einschätzung dessen Verhaltens im Verlaufe der in der Zeit wirkenden Belastungen und Durchströmungsvorgänge, z. T. mit aggressivem Talsperrenwasser
- generell unzureichende Beachtung der Wasserbeschaffenheit
- mangelnde Pflege und planmäßig vorbeugende Instandhaltung und Unterlassung ständiger Funktionsproben in zurückliegenden Jahrzehnten
- Verwendung unbeständigen Gesteinsmaterials für Schutzschichten, Pflasterungen u. dgl.

Aus Altersstruktur, Schadenserscheinungen und Ursachen ergeben sich in deren Wechselwirkung – natürlich differenziert und objektbezogen – Schlußfolgerungen, die Ausgang und Grundlage der Arbeit im Aufgabengebiet Talsperren und Speicher in der DDR geworden sind:

1. Die Talsperren der Klassen I und II und auch bestimmte Anlagen der TS-Klasse III mit ihren wichtigsten Nebenanlagen werden stän-

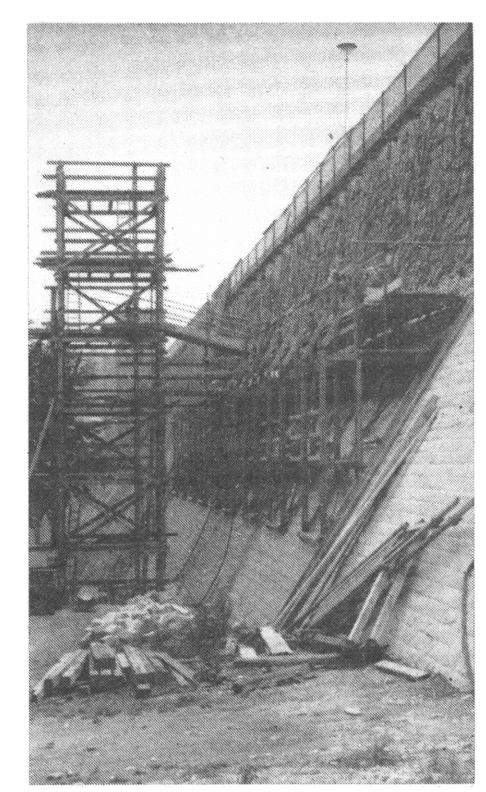


Bild 2 Talsperre Lehnmühle, Bautechnologie für die Rekonstruktion der Bruchsteinmauer – Luftseite

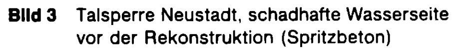
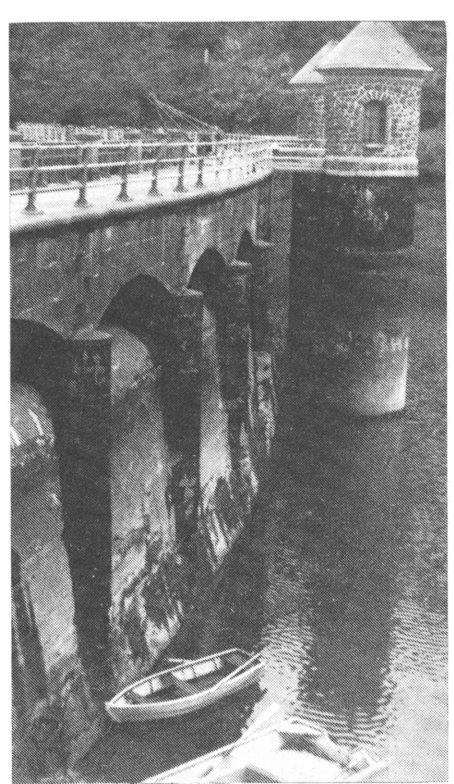


Bild 3 Talsperre Neustadt, schadhafte Wasserseite vor der Rekonstruktion (Spritzbeton)



dig überwacht – durch visuelle Kontrollen, meßtechnische Talsperrenüberwachung, Überwachung aller Verschluß- und Regelorgane und sonstiger Ausrüstungen sowie durch bauaufsichtliche Kontrolle vor Ort.

2. Die Talsperren und alle zugehörigen Nebenanlagen und Ausrüstungen einschließlich der Betriebs-, Meß-, Steuer-, Regel- und Elektrotechnik werden – im letzten Jahrzehnt mit stark zunehmendem Trend – planmäßig vorbeugend gepflegt und instand gehalten. Diese planmäßig vorbeugende Instandhaltung (PVI) ist ein Schwerpunkt in der Erhaltung unserer Talsperren und Speicher.
Sie ist darauf orientiert, die Talsperren jederzeit auch unter extremen meteorologisch-hydrologischen Bedingungen funktions- und standsicher zu halten und eine hohe Leistungsfähigkeit zu gewährleisten. Die PVI hat auf lange Sicht gesehen eine hohe volkswirtschaftliche Bedeutung.

3. Allen Entscheidungen über Art, Umfang und Reihenfolge von notwendigen Instandsetzungen und Rekonstruktionen wird der zunehmend mit wissenschaftlichen Methoden und Untersuchungen ermittelte und festgeschriebene Zustand des Untergrundes, der Bauwerke und ihrer Einrichtungen zugrunde gelegt.
Das trifft gleichermaßen auch für
– Präzisierungen der Überwachung der Anlagen,
– die Festlegung und Weiterentwicklung der materiell-technischen und personellen Basis für den Betrieb der Talsperren,
– die generelle Einschätzung der Funktions- und Standsicherheit der Abschlußbauwerke und ihrer Ausrüstungen
zu.
An die Erarbeitung dieser objektbezogenen Zustandsanalysen einschließlich der Verhaltensanalysen der Bauwerke als Bestandteil werden gegenwärtig in der DDR neue und hohe Anforderungen gestellt.
Neben der Nutzung der verschiedenen Wissensdisziplinen kommt uns hierbei zugute, daß sich – unmittelbar an den Talsperren arbeitend und in Talsperrenmeistereien flußgebietsweise zusammengefaßt – Betriebs- und Produktionsingenieure herangebildet haben, die bis ins Detail mit den Talsperren und ihren Ausrüstungen, mit der Funktion und Wirkungsweise, aber auch mit Störungen im täglichen Betrieb, mit Engstellen und Schadensursachen vertraut sind.
Es gibt bereits zahlreiche Beispiele, wie Wissenschaftler, Projektanten und Ingenieure an den Anlagen erfolgreich und schöpferisch arbeiten und zu effektiven und rationellen Lösungen gekommen sind. Verantwortlich für das Zustandekommen dieser Zustands-Analysen mit Schlußfolgerungen und Vorschlägen für Betrieb, Überwachung, Instandsetzung und Rekonstruktion sind die Leiter der Talsperrenmeistereien, die im Auftrag der Wasserwirtschaftsdirektionen arbeiten, und die Kraftwerksleiter, die im Auftrag des VEB Pumpspeicherwerke tätig sind.
Besonders bei der Übernahme von Aufträgen zur federführenden Erarbeitung von Zustands-Analysen durch geeignete Projektierungseinrichtungen handelt es sich um alles andere als Routinearbeit; es sind vielmehr interessante, vielseitige Aufgaben mit hoher volkswirtschaftlicher Bedeutung. Nicht zuletzt sei darauf hingewiesen, daß Zustands-Analysen mit ihren Schlußfolgerungen bestimmender Bestandteil der Aufgabenstellungen für Vorhaben beachtlichen Wertumfanges sind.

4. Trotz Beachtung aller örtlichen Gegebenheiten sind in Auswertung der Zustands-Analysen und zur Aufrechterhaltung der Wasserversorgung in den jeweiligen großräumigen Versorgungsgebieten sowie bei zunehmender Fondsbereitstellung sowohl die zentral gesteuerte Einordnung der Schwerpunktvorhaben der Rekonstruktion von Talsperren als auch der zentral gelenkte Einsatz der wichtigsten Spezialbaukapazitäten dafür ein zunehmend volkswirtschaftliches Gebot.

5. In Verbindung mit dem dargestellten Erfordernis der zentralen Koordinierung der Rekonstruktion von Talsperren steht unmittelbar die Herausarbeitung typenbezogener effektiver bautechnischer Vorzugslösungen. Auch diese Aufgabe ist durch koordinierte Gemeinschaftsarbeit zwischen dem Betreiber, Projektant, Baubetrieb, der Staatlichen Bauaufsicht und Wissenschaft unter Einbeziehung internationaler Erfahrungen auf diesem Gebiet charakterisiert. Die Talsperreninspektion betrachtet dies als einen ständigen Prozeß in Umsetzung wissenschaftlich-technischer Ergebnisse und deren Bewährung in der praktischen Realisierung, der andererseits zur fortschreitenden Profilierung der Talsperren-Spezialbaukapazitäten für effektive Rekonstruktionslösungen zwingt. Von der Bauindustrie erwarten wir dazu besondere Flexibilität und neue Ideen in der Technologie der Baudurchführung, wobei bereits gute Lösungen bei den Rekonstruktionsvorhaben TS Lehnmühle, Lütsche, Neustadt zu verzeichnen sind.

Technische Lösungen

Im Ergebnis der Umsetzung dieser Schlußfolgerungen und unter Berücksichtigung des gegenwärtigen Standes wurden und werden besonders folgende technische Lösungen angewendet:

– Regenerierung von Mauerentwässerungssystemen, vorwiegend in Anwendung chemischer Verfahren
– Abteufen vertikaler Entwässerungsbohrungen von der Mauerkrone zum Kontrollgang
– Abbruch und Wiederaufbau von Mauerkronen mit bewehrter, einseitig geneigter Betonplatte ohne Schrammborde mit eingebauter Dichtungsschicht und Anwendung von Thioplast als Fugenverguß
– Sanierung von Feldfugen in Bruchsteinmauern auf der Wasserseite, ebenfalls mit Anwendung von Thioplast als Fugenverschluß
– Neuverblendung zerstörter luftseitiger Bruchsteinschutzschichten mit Filterschicht und Dränagesystem
– wasserseitige Vorbetonierung von schadhaften Bruchsteinmauern mit neuen Entwässerungs- und Überwachungssystemen bei wissenschaftlich untersuchter Ausbildung der Grenzflächen
– wasser- und luftseitige Anwendung von Betonspritzverfahren
– Verfestigung oberer und äußerer Bereiche von Bruchsteinmauern durch Zementinjektionen in Verbindung mit der Erprobung von Kunststoffinjektionen zur zusätzlichen Abdichtung
– Reparatur von bituminösen Außenhautdichtungen an Steinschüttdämmen durch Aufwältigung gerissener Bahnfugen mit Schneidgeräten und Einschweißung bituminöser Dichtungsbänder in Anwendung von Replastergeräten sowie durch lagenweisen Einbau von gemagertem Bitumenlatexspachtel bei flächenhaften Schäden
– Anordnung von Entlastungsbrunnen mit entsprechendem Entwässerungsgraben im luftseitigen Dammfußbereich eines Erdstoff-Staudammes mit Lehminnendichtung und doppeltem Injektionsschleier im Untergrund zum Abbau kritischer Druckbelastungen für den Dammfußbereich
– Rekonstruktion von Grundablaßrohrleitungen mit Armaturen zur Behebung von Kavitationserscheinungen im Ergebnis der Überprüfung des Kavitationsverhaltens, besonders durch Nachschaltung von Drosselelementen zur Anhebung des Druckniveaus bei wesentlicher Verminderung der Lärmemission, Druckpulsation und von Schwingungserscheinungen.

Zu den Einzelheiten dieser hauptsächlichsten Vorzugslösungen und der dabei angewendeten rationellen bautechnologischen Verfahren wurde und wird zu wissenschaftlich-technischen Tagungen in der DDR durch die KDT und den VEB Spezialbaukombinat Wasserbau sowie durch Veröffentlichungen in der Zeitschrift für Technik und Ökonomik der Wasserwirtschaft „Wasserwirtschaft-Wassertechnik" berichtet.
Die bisher geleistete Arbeit zur Instandhaltung und Rekonstruktion der Talsperren und wasserwirtschaftlichen Speicher in der DDR hat zur wesentlichen Erhöhung des verfügbaren Dargebots durch hohe Leistungsfähigkeit, Betriebs-, Funktions- und Standsicherheit dieser Anlagen beigetragen; Bevölkerung und Volkswirtschaft blieben vor Belastungen durch Versorgungsausfälle und Auswirkungen durch meteorologisch-hydrologische Extremsituationen im Unterlauf dieser Talsperren bewahrt.
Die bisherigen Erfahrungen in der Instandhaltung und Rekonstruktion von Talsperren waren darüber hinaus mitbestimmend für die Erarbeitung des neuen Programms zur Instandhaltung und Rekonstruktion der Talsperren und wasserwirtschaftlichen Speicher im Zeitraum 1986 bis 1990, das uns weiterhin den Erhalt und eine hohe Leistungsfähigkeit unserer Talsperren und Speicher garantiert. Die Vorbereitung und Realisierung dieses Programms wird an alle Werktätigen im Aufgabengebiet Talsperren und Speicher neue und anspruchsvolle Anforderungen stellen, die echte Gemeinschaftsarbeit zwischen Wissenschaftlern, Konstrukteuren, Bauschaffenden und Betreibern der Anlagen sowie den Kontroll- und Überwachungsorganen erfordern.

Beiträge zur Sicherung und Erhöhung der Effektivität älterer Talsperren

Dr. Peter Lösel
Beitrag aus dem Institut für Wasserwirtschaft

Wie viele andere Naturressourcen in der DDR steht das Wasser nur begrenzt zur Verfügung. Derzeit werden in der DDR unter normalen hydrologischen Bedingungen jährlich etwa 44 Prozent und in den Trockenjahren nahezu 90 Prozent des natürlichen Wasserdargebots genutzt. Schon heute verwenden Industrie und Landwirtschaft in Jahren mit durchschnittlichen Niederschlägen das Wasser mancher Flüsse bis zu siebenmal. Damit gehört die DDR zu den Industriestaaten mit dem höchsten Nutzungsgrad des Wassers.
Der Gesamtwasserbedarf von etwa 8 Mrd. m^3/a kommt dem verfügbaren stabilen Wasserdargebot in den Trockenjahren von etwa 8,7 Mrd. m^3 recht nahe. Dabei ist zu bedenken, daß besonders in den Ballungsgebieten der DDR der Wasserbedarf das dort verfügbare Wasserdargebot erheblich übersteigt. Eine stabile Wasserversorgung in diesen Gebieten ist nur durch entsprechende wasserwirtschaftliche Maßnahmen zu sichern. Hierfür kommen als wirksamste Mittel Fernwasserleitungen zum Einsatz, die zum überwiegenden Teil aus wasserwirtschaftlichen Speichern, d. h. aus Talsperren und bewirtschafteten Seen, aber auch aus dem Grundwasser gespeist werden. Verbunden mit dem Bau von Fernwasserleitungen als Überleitungssysteme für eine großräumige Wasserverteilung haben auch die Talsperren im wasserwirtschaftlichen Sinne an überregionaler Bedeutung gewonnen. So kann in den Gebieten mit höheren Niederschlägen und in Zeiten erhöhten Abflusses Wasser gespeichert werden, das in Wassermangelperioden für Ballungsgebiete zur Nutzung bereitsteht. Daher sind in der DDR besonders im Ostharz, im Thüringer Wald, im Erzgebirge und in der Lausitz zahlreiche Talsperren mit beträchtlichem Speichervolumen errichtet worden, die in den betreffenden Flußgebieten ganze Speichersysteme bilden. Durch die vorhandenen Talsperren mit einem Speichervolumen von 1,3 Mrd. m^3 erhöht sich das stabile Wasserdargebot in der DDR um 15 Prozent. Die volkswirtschaftliche Bedeutung der Talsperren in der DDR beschränkt sich jedoch nicht nur auf die Bereitstellung von Trinkwasser, Betriebswasser und Bewässerungswasser, sondern dient darüber hinaus dem Hochwasserschutz, der Energiegewinnung, der fischereirechtlichen Nutzung und in zunehmendem Maße der Volkserholung.
Von allen wasserwirtschaftlichen Anlagen repräsentieren die Talsperren einen bedeutenden Grundmittelbestand, der unter Berücksichtigung seiner besonderen Anforderung an die Betriebssicherheit über viele Jahrzehnte erhalten, aber auch über diese Zeit mit höchster Effektivität genutzt werden muß. Auf Grund veränderter Strategien in der Bewirtschaftung von Wasser haben sich die Reproduktionsbedingungen geändert. Das heißt, die Art und Weise der Grundfondsreproduktion ist den wachsenden wasserwirtschaftlichen Anforderungen an die bestehenden Talsperrenanlagen anzupassen. Dabei sind hohe Effektivität anzustreben und die Möglichkeiten für fondssparende intensive Erweiterungen zu erschließen. Das Institut für Wasserwirtschaft (IfW) als wissenschaftliches Zentrum des Ministeriums für Umweltschutz und Wasserwirtschaft hat in den Aufgabengebieten der Naturwissenschaften, Ökonomie und Technik mit neuen Lösungen für die weitere Intensivierung der Wasserbewirtschaftung beizutragen. Im speziellen Bereich Talsperren sind es Forschungs- und Entwicklungsaufgaben der

Talsperrenbewirtschaftung und -steuerung und der Talsperreninstandsetzung und -überwachung.

Die *Talsperrenbewirtschaftung,* die über eine gezielte Steuerung der Wasserabgabe realisiert wird, ist eine der kompliziertesten und wichtigsten Aufgaben der Wasserwirtschaft. Ihre Lösung erfordert die Berücksichtigung aller Wasserversorgungs- und Schutzansprüche im Einflußbereich des Speichers, der Abflußverhältnisse im betrachteten Flußgebiet und ihrem zeitlichen und räumlichen Schwankungsverhalten.
Um dieses zu erfassen, wurden im IfW mathematische Simulationsmodelle erarbeitet, die seit 1975 für eine großräumige Wasserbewirtschaftung in den Flußgebieten angewandt werden.

Gegliedert nach Zeithorizonten werden hierbei folgende Varianten untersucht und Entscheidungshilfen für die Bewirtschaftung gegeben:
Variante *„Langfristbewirtschaftungsmodell"* dient
- zur Vorbereitung von Bilanzentscheidungen
- zur Planung von Investitionen
- zur Entwicklung von Steuerungsstrategien, um eine langfristige Wasserversorgungs- und Hochwasserschutzsicherheit zu erreichen
- zur Bestimmung der zweckmäßigsten Größe der einzelnen Staulamellen in einer Talsperre unter besonderer Beachtung des Hochwasserschutzraumes (im allgemeinen als jahreszeitabhängiger Wert).

Variante *„Kurzfriststeuerungsmodell"* dient
- zur maximalen Auslastung des freien Speicherraumes für den Hochwasserrückhalt bei extremem Zufluß
- zur planmäßigen Vor- und Wiederentlastung der Talsperre vor und nach den Hochwasserphasen
- zur gezielten Nutzung des zusätzlichen (nicht beherrschbaren) Hochwasserschutzraumes.

In Anwendung dieser mathematischen Simulationsmodelle für die Speichersteuerung konnten in der Wasserwirtschaft in den letzten Jahren bemerkenswerte Erhöhungen der Verfügbarkeit der Wasserressourcen von durchschnittlich 8 Prozent erreicht werden. Diese Erhöhung der Leistungsfähigkeit einer Talsperre setzt voraus, daß in jeder Betriebsphase die Funktionssicherheit sowohl des Absperrbauwerkes als auch der Betriebseinrichtungen gegeben ist.

Anforderungen an eine volle Betriebsbereitschaft zu jeder Zeit sind von den älteren Talsperren in gleichem Maße zu erfüllen wie von den neueren. Zum Beispiel gibt es in der DDR 13 Talsperren mit einer Bruchsteinstaumauer als Absperrbauwerk, die bereits zwischen 50 und 90 Jahren in Betrieb sind. Um auch den effektiven Einsatz dieser mit einem beachtlichen Speichervolumen ausgestatteten Anlagen weiterhin zu sichern, sind Maßnahmen der Überwachung, der Erhaltung und Verbesserung des Bauzustandes erforderlich, die alle im Talsperrenbau tätigen Mitarbeiter vor neue Aufgaben der Zustandserfassung, -bewertung und -erhaltung dieser großtechnischen Anlagen stellen. Auch die Mitarbeiter des IfW arbeiten an der Lösung dieser oft komplizierten Aufgaben mit, indem sie einerseits allgemeingültige Verfahrens- bzw. methodische Grundlagen und andererseits objektbezogene Ergebnisse für die Praxis bereitstellen. So wurden in den vorangegangenen Jahren auf dem Gebiet der Talsperreninstandsetzung und -überwachung entsprechend dem Aufgabenprofil des Instituts Ergebnisse zu den nachfolgend genannten Themenkreisen erzielt:

Im Themenkomplex

Prinziplösungen und allgemeingültige Verfahrensgrundlagen für die Rekonstruktion von Talsperren

sind für Leitungs- und Planungsentscheidungen methodische Grundlagen erarbeitet worden, nach denen die Instandsetzungsnotwendigkeit, -art, -würdigkeit und die Rangfolge nach technischen und ökonomischen Kriterien bewertet werden können.
Im einzelnen liegen hierfür folgende Ergebnisse vor:
1. Geschlossene Darstellungen international bekannter Sanierungsverfahren wurden erarbeitet und ihre Eignung als anlagenteilbezogene „Prinziplösungen" für den praktischen Einsatz in der DDR bewertet. In Form von

Übersichtsblättern werden die Instandsetzungsverfahren und -technologien für die Sanierung von Gewichtsstaumauern nach den erforderlichen konstruktiven Voraussetzungen, nach den Anforderungen der Speicherbewirtschaftung während der Ausführung, nach den Vor- und Nachteilen und nach der Dauerhaftigkeit der gewählten Lösung eingeschätzt. In Zusammenarbeit mit den nationalen Kooperationspartnern wurden aus den bewerteten „Prinziplösungen" in der DDR einsetzbare „Vorzugslösungen" anlagenbezogen ausgewählt und in dem vom Ministerium für Umweltschutz und Wasserwirtschaft herausgegebenen „Angebotskatalog zur Intensivierung – Betrieb und Instandhaltung der Talsperren und Speicher" eingearbeitet.

2. Um eine Einheitlichkeit in der Aufgabenstellung einer Zustands-Analyse für ältere Talsperrenanlagen zu erreichen, sind „Verfahrensgrundlagen und Methodik zur Aufstellung der Zustandsanalyse" ausgearbeitet worden. Durch Einführung sogenannter Zuordnungsmerkmale wird erstmalig versucht, die objektbezogene Zustandsermittlung mit den Ergebnissen der Zustandsermittlung anderer Talsperrenanlagen vergleichbar zu machen. Die z. Z. in der Praxis angewandte Methodik enthält neben der Auswertung allgemeiner Betriebserfahrungen die anlagenteilbezogene Zustandsanalyse mit der Schadenserfassung, der Ursachenermittlung und der qualitativen Zustandsbewertung sowie als Ergebnisse der Verhaltensanalyse die Auswertung der Bauwerksbeobachtungen und -messungen einschließlich der Standsicherheitsnachweisführung für die untersuchte ältere Gewichtsstaumauer.

3. Des weiteren wurden „Grundsätze zur Planung und Einordnung von Instandsetzungs- und Rekonstruktionsmaßnahmen an Talsperren" als Entscheidungshilfe für die Vorbereitung und Durchführung derartiger Maßnahmen den nachgeordneten Einrichtungen der Wasserwirtschaft bereitgestellt. Die hierfür entwickelte Verfahrensgrundlage sieht vor, daß unter Berücksichtigung der Aufgabe, der Funktion und des Gebrauchswerts der Talsperrenanlage die volkswirtschaftliche Bedeutung auf der Grundlage mehrere Talsperren vergleichender ökonomischer Kenngrößen objektiv bewertet und eingestuft wird.

Zur Zeit werden die vom IfW erarbeiteten Verfahrens- und methodischen Grundlagen in kooperativer Zusammenarbeit mit den Praxispartnern an ausgewählten älteren Talsperrenanlagen angewendet und somit ihre allgemeine Anwendbarkeit erprobt.

Im Jahre 1980 wurde mit Erfolg die Forschungsarbeit zum Thema

Instandsetzung von Entwässerungsleitungen in Bruchsteinmauern

abgeschlossen und seitdem die Ergebnisse für die Funktionsprüfung und Sanierung der Anlagen mit Erfolg eingesetzt. Da mit der Alterung der Staumauer in den meisten Fällen eine Versinterung der Entwässerungssysteme verbunden ist, wurde eine Technologie für die Erkundung der Dräns und Sammler und ihre Reinigung einschließlich eventuell notwendig werdender konstruktiver Veränderungen entwickelt.
Kernstücke der Erkundung waren dabei Spülversuche mit oder ohne Tracer, Auskugelungen, quantitative und qualitative Sickerwasser- und Ablagerungsmaterialanalysen.
Die untersuchten Reinigungsverfahren zur Leitungsregenerierung untergliedern sich in
1. mechanische Verfahren mittels Auskalken, Auskratzen, Ausschaben und Aufbohren
2. hydraulisch-mechanische Verfahren mittels Hochdruckspültechnik bei Drücken zwischen 8 und 12 (und bis 20) MPa
3. chemische Verfahren mit Einsatz inhibierter Salzsäure bis zu Konzentrationen von 15 Prozent. Dabei wurden technologische Varianten betrachtet, wie das Durchlaufprinzip, das Einstauprinzip mit natürlicher oder künstlicher Rückstauerzeugung.
Nach mit Erfolg durchgeführten zielorientierten großtechnischen Reinigungsversuchen an einer Bruchsteinmauer wurde besonders das chemische Verfahren an weiteren Absperrbauwerken angewandt.

Weiterhin wurde im IfW das

Problem der Betonkorrosion an Staumauern

in den letzten Jahren untersucht. Durch den Angriff des weichen, sauren und inhaltsstoffarmen Stauseewassers unterliegt der Außenbeton einer Staumauer besonders aggressiven Beanspruchungen. Die Folge hiervon sind physikalische Korrosionserscheinungen.
Die Auswirkungen der wesentlichsten Korrosionsformen wurden durch gezielte Objektuntersuchungen erfaßt und bewertet, wobei durch eine quantitative Betrachtungsweise der Alterungsgrund definiert werden konnte, der den Auslaugungs- und Karbonatisierungsfortschritt zum Ausdruck bringt. Die praktischen Untersuchungen klärten die Korrosionsursachen am Mörtel und am Beton verschiedener Staumauern. Dabei wurden Eignungsuntersuchungen für die Sanierung mit Spritzbeton, einschließlich dessen Oberflächenversiegelung mit Kunststoffen, erfolgreich durchgeführt.
In guter Zusammenarbeit mit dem Betrieb Hydroprojekt des VEB Spezialbaukombinat Wasserbau wurden zur Vorbereitung der Instandsetzung gezielte analytische und modellstatische Untersuchungen zur Aufgabenstellung Grenzflächenausbildung bei der wasserseitigen Vorbetonierung einer Bruchsteinstaumauer durchgeführt.
Bei der Untersuchung war von besonderem Interesse, ob die alte Vormauerung in die rekonstruierte Querschnittsgestaltung der Staumauer mit einbezogen werden kann oder abgetragen werden muß und welcher Verbund bei der Erhaltung des Vorsatzschildes konstruktiv vorzusehen ist. Die Lösung dieses Problems ist auch unter dem Einsatz der Finite-Elemente-Methode kompliziert; denn es bedarf der Modellierung von Trennflächen mit unterschiedlichen Gleit- bzw. Haftfestigkeiten in Fugen bzw. in der Fugennormalrichtung mittels Kluftelementen.
In Auswertung der Ergebnisse konnte gemeinsam mit dem Projektanten die für die Ausführung vorteilhafte Schlußfolgerung gewonnen werden:
1. Die alte Vorsatzmauerung braucht nicht abgetragen zu werden.
2. Die günstigste konstruktive Lösung für die neue Grenzfläche wird bei voller Gleitfläche erreicht, d. h., eine Verdübelung der Vormauerung zum alten Mauerteil unterbleibt wegen der zu erwartenden lokalen Spannungskonzentration.
3. Die Sohlfuge der Vormauerung sollte eine horizontale Dichtung erhalten, um Fugenwasser zwischen beiden Mauerteilen zu vermeiden.

Diese objektbezogenen Untersuchungen lassen sich für solche älteren Staumauern verallgemeinern, bei denen die wasserseitige Vormauerung wegen der besonderen objektspezifischen sowie bau- und bautechnischen Bedingungen eine optimale Lösung darstellt.
Seit einigen Jahren werden im IfW für verhaltens- und sicherheitsanalytische Untersuchungen an Absperrbauwerken drei voneinander unabhängige, sich ergänzende Untersuchungsverfahren eingesetzt. Neben den für die Lösung von Detailproblemen immer noch bewährten photoelastischen Untersuchungsverfahren kommen mathematisch-statistische Auswerteverfahren und die Methode der finiten Elemente in größerem Umfang zur Anwendung.

Mit Hilfe des aufgestellten

Rechenprogramms zur mathematisch-statistischen Auswertung von Messungen der Bauwerksüberwachung

wurden bisher vom IfW fünf Staumauern mit 34 Meßverfahren ausgewertet. Es konnten für 685 Beobachtungspunkte die Punktbewegung mit hoher Eintrittswahrscheinlichkeit prognostiziert und ihre irreversiblen Verformungswege definiert werden. Damit war erstmalig eine korrekte Bewertung der seit Errichtung der Staumauern eingetretenen Deformationen und des von Wasserstand und Temperatur abhängigen Verhaltens möglich. Aus den Ergebnissen konnten weitere allgemeingültige Erkenntnisse zum Verhalten und zur meßtechnischen Überwachung einer Gewichtsstaumauer gewonnen werden. Die wichtigsten davon sind:
1. Es erfolgte eine konkrete Einschätzung des Meßrhythmus und der Wertigkeit bestimmter Meßverfahren, die in bestimmten Fällen zum Ersatz oder zur Ablösung von Meßverfahren führte. So konnten bis zu 40 Prozent des bisherigen Meßaufwandes eingespart werden, da künftig für die Meßfolge ein größerer zeitlicher Abstand möglich ist.
2. Durch die Definition des Bewegungsverhaltens wird die Voraussetzung gegeben, die Entwicklung kritischer Zustände für die einzelnen Anlagen vorherzusagen.
3. Die Interpretation der Ergebnisse erbrachte den Nachweis teilweise stark voneinander abweichender Verformungen einzelner Mauerfelder.
4. Mit dem auf der Grundlage der mathematisch-statistischen Analyse entwickelten und angewandten Verfahrensmodell konnten entsprechende Randbedingungen für den Nachweis der Standsicherheit des Absperrbauwerkes formuliert werden. Mit der Einführung der aus der Bauwerksbeobachtung gewonnenen Meßwerte in ein deterministisches FEM-Modell ist es möglich, die kostenaufwendigen Kennwertbestimmungen für die statische Berechnung älterer Staumauern wesentlich zu reduzieren.

Über den Rahmen der hier angesprochenen Komplexthematik hinaus besteht seit der Bildung des Produktionsbereichs Projektierung im VEB Spezialbaukombinat Wasserbau, dem jetzigen VEB Hydroprojekt, zwischen diesem und dem IfW eine kontinuierliche und enge Zusammenarbeit weiterhin auf den Gebieten der

Spannungs- und Verformungsanalyse für die neuerrichteten Staudämme und Staumauern

und der

Entwicklung und Erprobung teilautomatisierter Meßplätze für die Bauwerksüberwachung.

So konnte das IfW mit den erarbeiteten Rechenprogrammen bei der Erfüllung einer Reihe von Projektierungsaufgaben des VEB Spezialbaukombinat Unterstützung geben, die u. a. zu einer optimalen Schüttechnologie bei der Errichtung von Staudämmen führten. Durch entsprechende Aufträge des VEB Spezialbaukombinat Wasserbau an das IfW konnten wir vom wissenschaftlichen Standpunkt her Einfluß auf die Untersuchungsprogramme im Labor bzw. auf der Baustelle zur Kennwertermittlung für Steinschüttmaterial nehmen.
Gemeinsam mit dem Projektanten wurde bei einer neu errichteten Gewichtsstaumauer ein spezieller Meßplatz für Schwingsaitengeber aufgebaut. Dieser gestattet, eine Vielzahl der vor allem im Probestauzeitraum der Talsperre notwendigen Meßwerte von einer zentralen Stelle aus registrieren zu lassen. Einbezogen sind alle im Bauwerk eingebauten Schwingsaitengeber, wie Betoninnentensometer, Bohrlochextensometer, Temperaturgeber sowie Wasserdruckgeber im Untergrund.

Infolge der vorrangigen Bedeutung des Oberflächenwasserdargebots für die Wasserversorgung von Industrie und Landwirtschaft sowie für die Trinkwasserbereitstellung in einigen Gebieten der DDR, auf Grund seiner ausgeprägten zeitlichen Schwankungen und nicht zuletzt wegen der hohen Investitionskosten bei Maßnahmen zu seiner Regulierung sind gegenwärtig und in Zukunft Untersuchungen seines Verhaltens und die Ausarbeitung leistungsfähiger Methoden für seine Nutzung ein zentrales Anliegen der Forschung.
Bezogen auf eine Ist-Zustandsanalyse sowie die prognostizierten Entwicklungen auf dem Gebiet der Wasserbewirtschaftung, einschließlich der Talsperrenprobleme, sind die künftigen F/E-Aufgaben des IfW u. a. auf folgendes auszurichten:
1. auf die Weiterentwicklung leistungsfähiger und rationeller Methoden der Leitung und Planung der Wasserbewirtschaftung zur langfristig optimalen Bewirtschaftung der Ressourcen entsprechend Bedarf und Verfügbarkeit des Dargebots sowie
2. auf die Erhaltung und Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Talsperren und Speicher zur zeitlichen und räumlichen Umverteilung des Dargebots unter weitgehender Nutzung der bestehenden Bausubstanz und zur effektiven Gestaltung neuer Anlagen.

Darunter sind Aufgabenkomplexe zu verstehen, wie beispielsweise
- Entwicklung einer verallgemeinerten Methodik zur Berechnung von Bemessungshochwassern
- Entwicklung verbesserter mikrorechnergestützter Hochwasservorhersagesysteme für besonders hochwassergefährdete Teileinzugsgebiete
- objektspezifische Weiterentwicklung von Grundlagen zur Instandsetzung und Rekonstruktion von Talsperren auf der Grundlage typischer Schadensbilder
- Weiterentwicklung der sicherheitstechnischen Überwachung und des Betriebes von Talsperren.

Probleme der Rekonstruktion von Gewichtsstaumauern – Spannungs-Verformungsanalyse für einen Vorsatzbetonmantel

Dipl.-Ing. Siegfried Seifert, KDT; Dr.-Ing. Klaus Girod, KDT;
Dipl.-Math. Axel Musch; Dipl-Ing. Wolfgang Schumann
Beitrag aus dem Hydroprojekt Weimar, Produktionsbereich Dresden, und dem Institut für Wasserwirtschaft

Nach der Jahrhundertwende wurde in unseren Mittelgebirgen eine größere Anzahl von Talsperren aus Bruchsteinmauerwerk errichtet. Ihnen lag fast durchweg das gleiche Konstruktionsprinzip zugrunde:
– schwach gekrümmte Gewichtsstaumauer mit dreieckförmigem Querschnitt und aufgesetztem Kronendreieck
– wasserseitige Dichtung aus wasserdichtem Putz und Dichtungs- bzw. Isolieranstrichen
– ein mit dem Kernmauerwerk schwalbenschwanzförmig verbundener Schild aus Beton oder Bruchsteinmauerwerk zum Schutz der Dichtung
– Mauerentwässerung – soweit vorhanden – aus vertikalen Dränen, die in Höhe der Geländeoberkante in horizontale Sammelleitungen münden
– Abdichtung des Untergrunds zur Verminderung der Unterläufigkeit ist in den seltensten Fällen vorhanden.

Im Laufe des Betriebes der Anlagen haben sich Bauwerksschäden u. a. am Dichtungs- und Drainagesystem eingestellt. Infolge Alterungserscheinungen der Dichtungsschichten kommt es zu verstärktem Kontakt des meist weichen und sauren Talsperrenabwassers mit dem wasserseitigen Kernmauerwerk. Verbunden mit Temperaturwirkungen treten in der Folge Zerstörungen des Fugenmörtels und verstärkte Durchströmung auf. Der im Sickerwasser gelöste Kalk lagert sich in den Entwässerungseinrichtungen und in zunehmendem Maße an der Luftseite ab. Bedingt durch die konstruktiv ungünstige Ausbildung des Drainagesystems wird dieses durch Inkrustation völlig unwirksam.
Im Hydroprojekt Weimar wurde u. a. eine Rekonstruktionsvariante für Bruchsteinmauern untersucht, bei der das Entwässerungssystem völlig funktionsunfähig ist und durch chemische oder mechanische Reinigungsverfahren nicht mehr in Ordnung gebracht werden kann. Dabei entsteht unter Einbeziehung der Altbausubstanz eine Anlage, für die eine Nutzungsdauer wie für eine unter heutigen Gesichtspunkten konstruierte Betongewichtsstaumauer erreicht werden kann. Die wesentlichen Grundzüge dieser in Bild 2 dargestellten Lösung sind:
– Abdichtung der gesamten Wasserseite des Sperrkörpers mit einem im Kronenbereich 2,50 m und im Gründungsbereich 6 m starken Vorsatzbetonmantel; zur Minderung der Schwind- und Temperatureinflüsse werden alle 5 m bzw. 10 m Bewegungsfugen ausgebildet, die Feldfugendichtung erfolgt mit Kupferblechen und PVC-Fugenbändern
– Ausbildung des Entwässerungssystems entsprechend der bewährten Ausführung für Gewichtsstaumauern mit horizontaler Arbeitsfugenentwässerung und vertikaler Feldfugenentwässerung, Abführung des Sickerwassers im freien Gefälle bis zur Luftseite
– Ausbildung eines Kontrollgangs in der Nähe der Gründungssohle
– eine den Verformungen entsprechende konstruktive Gestaltung der Mauerkrone einschließlich Abdichtungsmaßnahmen gegen Niederschlagswässer
– Gründung des Vorsatzbetonmantels im anstehenden gründungsfähigen Fels
– Einbau eines modernen Systems zur Bauwerksüberwachung.

Dieses Prinzip der Rekonstruktion von Bruchsteinmauern ist mit erheblichen Aufwendungen verbunden, stellt aber eine dauerhafte und konstruktiv sehr vorteilhafte Lösung dar. Allerdings wirft dieses Prinzip eine Reihe grundsätzlicher Fragen auf, deren Beantwortung entscheidenden Einfluß auf die Höhe der Baukosten hat. Neben technologischen müssen u. a. folgende statisch-konstruktive Probleme gelöst werden:
– Wie wirkt sich das Anbetonieren des neuen Vorsatzbetonmantels auf den Spannungszustand in der alten Bruchsteinmauer aus?
– Welche zusätzlichen Verformungen erleidet die Bruchsteinmauer durch den neuen Vorsatzbetonmantel?
– Kann der alte Betonschild im Mauerquerschnitt verbleiben oder ist ein Teil- oder Gesamtabbruch erforderlich?
– In welcher Größe treten Deformationen im neuen Vorsatzbetonmantel auf?
– Welche unterschiedlichen Verformungsgrößen treten zwischen neuem Vorsatzbetonmantel und alter Bruchsteinmauer auf? Sind diese Größen zulässig oder werden konstruktive Maßnahmen zu deren schadloser Beherrschung notwendig?

Eingesetzte Modellverfahren

Zur Klärung der statischen Probleme wurden Spannungs-Verformungsberechnungen mit der Finiten-Elemente-Methode (FEM) sowie einige ebene spannungsoptische Übersichtsuntersuchungen an einem Modellquerschnitt durchgeführt. Die FEM-Analyse erfolgte zum einen mit dem FEM-Programm EBEN 3 /1/, das davon ausgeht, daß sich innerhalb jedes finiten Elements die Verschiebungen nach einem zweidimensionalen vollständigen Polynom 2. Grades ändern. Zum anderen wurde das FEM-Programm FEMSB /2/ eingesetzt, das zwar mit linearen Verschiebungsansätzen arbeitet und eine stärkere Diskretisierung erfordert, es aber auch gestattet, Kluftelemente einzubauen.
Ziel der sich ergänzenden Modelluntersuchung war es, Aussagen über das Span-

Bild 1 Übersicht zu Modellquerschnitten und Kennwerten

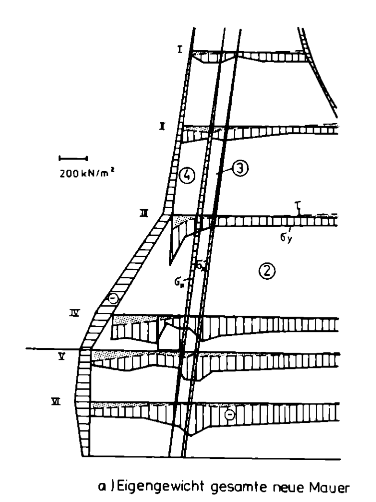
	Untersuchungsmodell		Kennwerte 1	Kennwerte 2	Kennwerte 3	Kennwerte 4	Untersuchung mit	Reibungsbeiwert μ f. d. Fugen: Fuge I - I	Reibungsbeiwert μ f. d. Fugen: Fuge II - II
1		γ kN/m³	0	0	0	24	Rechenprogramm EBEN 3	1,0 (feste Anbindung)	1,0
		E kN/m²	$5 \cdot 10^6$	$1{,}5 \cdot 10^7$	$4 \cdot 10^7$	$2{,}5 \cdot 10^7$	Rechenprogramm FEMSB	1,0 (fest)	0,1
								1,0 (fest)	0,5
								0,3	0,5
								0,7	0,5
		ν	0,30	0,25	0,20	0,20	spannungsoptischem Modellversuch	1,0 (fest)	1,0 (fest)
								0 (frei)	1,0 (fest)
2		γ kN/m³	0	23	24	0	Rechenprogramm EBEN 3	0 (frei)	1,0 (fest)
		E kN/m²	$5 \cdot 10^6$	$1{,}5 \cdot 10^7$	$4 \cdot 10^7$	0	Rechenprogramm FEMSB	0 (frei)	1,0 (fest)
									0,5
		ν	0,30	0,25	0,20	0			0,1
3		γ kN/m³	0	-	-	24	Rechenprogramm EBEN 3	0 (frei)	-
		E kN/m²	$5 \cdot 10^6$	-	-	$2{,}5 \cdot 10^7$			
		ν	0,30	-	-	0,20			
4		γ kN/m³	0	-	0	24	Rechenprogramm EBEN 3	1,0 (fest)	0 (frei)
		E kN/m²	$5 \cdot 10^6$	-	$4 \cdot 10^7$	$2{,}5 \cdot 10^7$			
		ν	0,30	-	0,20	0,20			

nungs-Verformungsverhalten des durch die Vorbetonierung entstehenden neuen Verbundquerschnitts zu gewinnen und die o. g. statisch-konstruktiven Fragen zu klären. Mit den genannten Verfahren wurden die in Bild 1 dargestellten Modellquerschnitte untersucht.
Da das reibungsbehinderte Gleiten in Grenzflächen mit dem Rechenprogramm EBEN 3 nicht simuliert werden kann, muß die Gestaltung von Modellquerschnitten so erfolgen, daß sich entweder die Spannungen oder die Verschiebungen als Grenzwerte ergeben. Die Fehler, die bei den Modellquerschnitten 3 und 4 durch unverschiebliche Lagerung normal zur Gleitrichtung entstehen, beeinflussen das Ergebnis nur unwesentlich und ändern nichts an der grundsätzlichen Aussage. Durch die Verfügbarkeit von Kluftelementen /3/ konnten die Berechnungen mit dem Rechenprogramm FEMSB auf die Modellquerschnitte 1 und 2 beschränkt werden. Zusätzlich erfolgten prinzipielle Untersuchungen über den Spannungsverlauf bei Verdübelung in einer Gleitfuge durch Rechnungen mit dem Programm FEMSB.

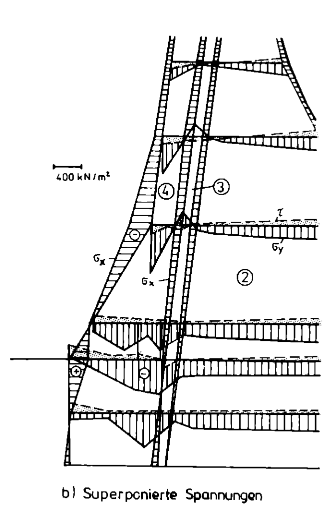
Annahmen für die Untersuchungen

Die für die Berechnung gewählten Materialparameter von Bruchsteinmauerwerk, Beton und Untergrund sind in Bild 1 zusammengestellt. Da über die tatsächlichen Reibungsbeiwerte der Fugen nichts bekannt ist und auf Grund der Alterung der Fugenanstriche eine Einschätzung erschwert wird, wurden die in Bild 1 angegebenen Varianten gerechnet, um Tendenzen im Spannungs-Verformungsverhalten infolge unterschiedlicher Gleitbedingungen ableiten zu können.
Die Kluftelemente tragen durch ihre beiden Parameter Kluftnormal- und Klufttangentialsteifigkeit (KN und KS) zur Gesamtsteifigkeit des FEM-Modells bei. Sehr hohe Steifigkeiten simulieren großen Widerstand gegen relative Verschiebungen der Bauwerksteile, also festen Verbund, abnehmende Steifigkeiten bis hin zum Wert Null bilden das allmähliche Lösen bis zur freien gegenseitigen Verschieblichkeit nach. Für die Kluftsteifigkeiten waren keine Angaben aus Laborversuchen oder insitu-Messungen erreichbar. Deshalb wurde

Bild 3 Schnittdarstellungen der Spannungsverteilung nach FEMSB bei Verbund in den Fugen



a) Eigengewicht gesamte neue Mauer



b) Superponierte Spannungen

eine Abschätzung der Größenordnung für die Tangentialsteifigkeit KS nach theoretischer Überlegung vorgenommen.
Die Bauwerksteile gleiten in der Fuge aneinander, wenn die Tangentialspannung in der Fuge nach *Mohr/Coulomb* den Wert

$$\sigma_N \cdot \mu + c \qquad (1)$$

überschreitet (σ_N – Kluftnormalspannung, Anpreßdruck der Bauwerksteile; μ – Reibungsbeiwert; c – Kohäsion).
Die Spannung σ_N wurde aus den Elementspannungen der beiden kluftbildenden Dreieckelementspannungen errechnet (σ_N wird Null gesetzt, falls $\sigma_N > 0$, also Zug, vorliegt). Die Haftfestigkeit c zwischen „altem" und „neuem" Beton (Fuge I-I) wurde aus einer empirischen Verteilungs- und Dichtefunktion, einschließlich Approximation, mittels *Weibull*-Verteilung entnommen. /4/ Für die Fuge II-II wurde ein stark abgeminderter Wert in die Berechnung eingeführt.
Die Tangentialspannung im Kluftelement ist nach /3/ andererseits

$$\sigma_S = KS \cdot \Delta S, \qquad (2)$$

worin ΔS das bezogene Mittel der relativen Knotenverschiebungen an den Elementenden und in Kluftrichtung bedeutet.
Damit ergibt sich

$$KS = (/\sigma_N/ \cdot \mu + c)\ /\Delta S/. \qquad (3)$$

Da die Kluftelemente annähernd vertikal verlaufen (Bild 2), gilt für Normalsteifigkeit KN

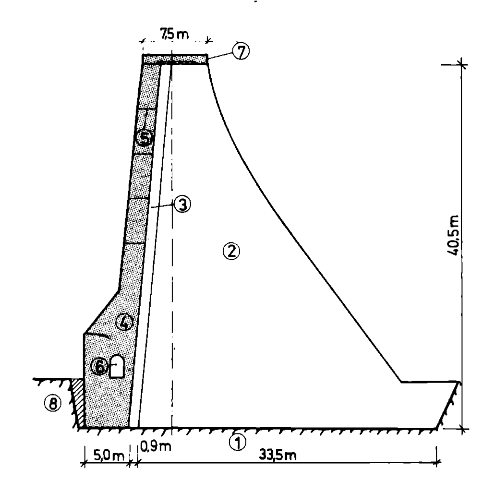
$$KN \cdot /\Delta N/ = \sigma_N,\ \sigma_N < 0 \qquad (4)$$

bzw. als Zusammenhang mit KS

$$KN = (KS \cdot /\Delta S/ - c)\ /\ (\mu \cdot /\Delta N/). \qquad (5)$$

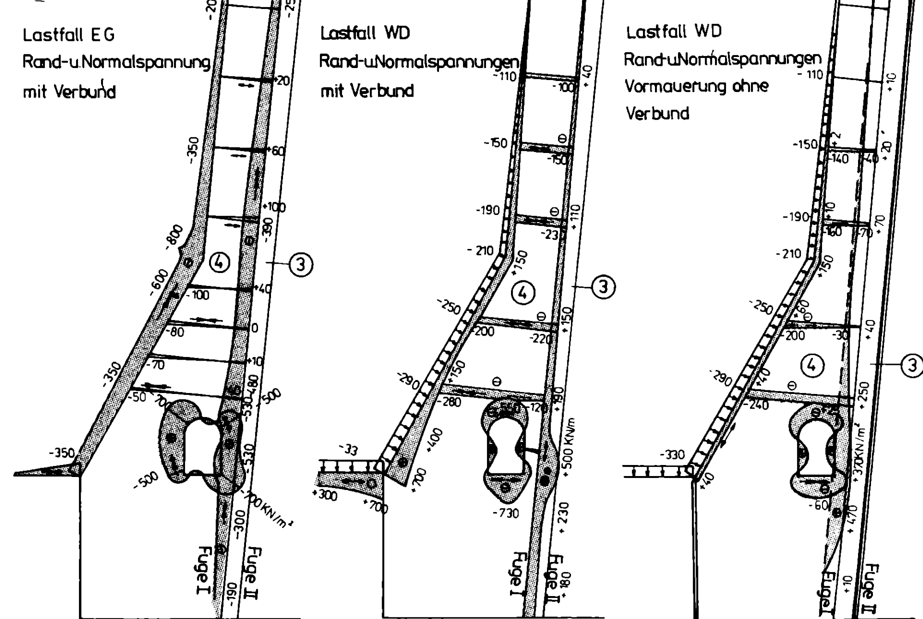
Dieser Weg zur Festlegung von KN läßt sich jedoch nicht konsequent einhalten. Proberechnungen haben ergeben, daß das Kluftelementkonzept nach /3/ bezüglich KN nicht befriedigt. Bei $\sigma_N \geq 0$ kann man zwar $KN = 0$ einsetzen, aber bei $\sigma_N < 0$ sind wesentlich höhere Werte notwendig, als sie mit Gl. (5) erreichbar sind, um ein „Ineinanderdringen" der kluftbildenden Dreieckelemente annähernd zu verhindern.
Für den FEM-Modellaufbau des in dieser Hinsicht empfindlicheren FEMSB-Modells wurden noch ebene spannungsoptische Übersichtsmodelle aus Epoxidharz im Modellmaßstab 1:500 untersucht, mit denen vorab Spannungskonzentrationen lokalisiert und dann bei der Vernetzung berücksichtigt werden konnten. Bei der Festlegung der Größe des Sohlwasserdrucks wurde von einem Dichtungsschleier ausgegangen, der die Druckdifferenz zwischen Ober- und Unterwasserstand auf 40 Prozent verringert. Für den Lastfall Wasserdruck wurde bei EBEN 3 der Bereich 8 (Bild 2) eliminiert, um das Öffnen der Fuge zwischen Vorsatzbetonmantel und Felsstoß infolge der wirkenden äußeren Kräfte zu simulieren.

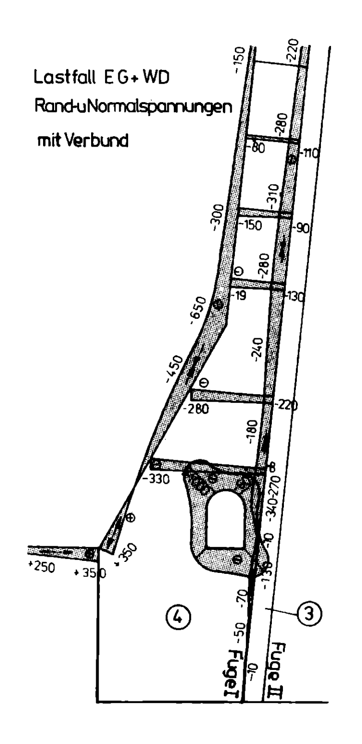
Bild 2 Schematische Darstellung der Rekonstruktionsvariante



① Gründung im Fels-Fruchtschiefer
② Bruchsteinmauerwerk
③ Betonschild
④ Vorsatzbetonmantel
⑤ Arbeitsfuge mit Entwässerung
⑥ Kontrollgang
⑦ Mauerkrone einschl. Dichtung
⑧ wasserseitiges Felswiderlager

Bild 4 Spannungsoptische Untersuchung Darstellung der Spannungsverteilung, Einzellastfälle





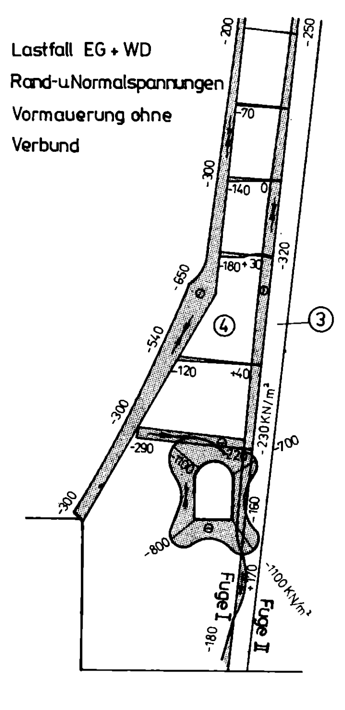
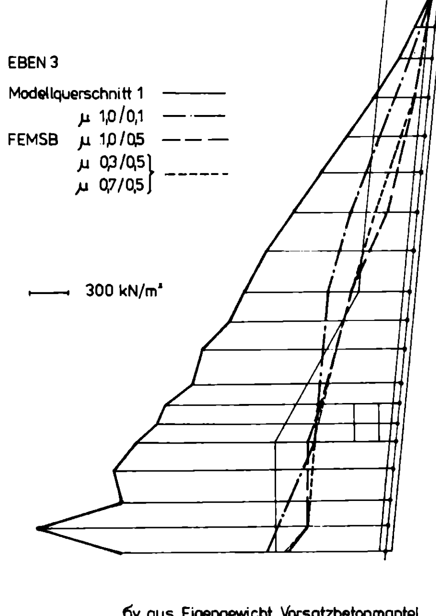


Bild 5
Spannungsoptische Untersuchung
Darstellung der Spannungsverteilung
Superponierte Spannungen

Bild 6
Vertikale Druckspannungen in der Mitte des Betonschildes



Untersuchungsergebnisse der Spannungs-Verformungsanalyse

Zur Beantwortung der anfangs aufgeworfenen Fragen mußte der für die einzelnen Modellquerschnitte und Lastfälle (fallweise Superposition der Anteile aus Eigengewicht Vorsatzbetonmantel, Eigengewicht bestehender Mauer und Wasserdruck) ermittelte Spannungs-Verformungszustand analysiert werden. Dabei interessierten besonders die maximalen Werte
- der Druck-, Zug- und Schubspannungen im Betonschild und im Bruchsteinmauerwerk
- der Zugspannungen im Gründungsbereich des Vorsatzbetonmantels
- und der absoluten und relativen Verschiebungen der einzelnen Bauteile.

Spannungen und Verschiebungen

Die Spannungsverteilung im Mauerquerschnitt stellt sich für den Fall des Verbundes in den Fugen als Ergebnis der Berechnungen mit FEMSB und der spannungsoptischen Untersuchungen entsprechend den Bildern 3 bis 5 ein. Der Größtwert der errechneten vertikalen Druckspannungen ergibt sich aus dem Eigengewichtslastfall in Nähe der Bauwerkssohle in der Mitte des Betonschildes unter der Voraussetzung von Verbund in den Fugen.

Die Hauptspannungen ergeben zwar lastfallweise bis zu 10 Prozent höhere Werte, lassen sich jedoch infolge unterschiedlicher Richtungen nicht direkt superponieren. Der Spannungsverlauf der Vertikalspannungen im Betonschild bei Berücksichtigung unterschiedlicher Reibungsfestigkeiten in den Fugen ist aus Bild 6 ersichtlich. Bild 7 zeigt den Verlauf der vertikalen Druckspannungen im Mauerquerschnitt nach EBEN 3 unmittelbar über der Gründungssohle. Größtwerte der Schubspannungen ergeben sich nach EBEN 3 unter der Voraussetzung von Verbund in den Fugen in der Mitte des Betonschildes sowohl aus Eigengewicht als auch aus Eigengewicht und Wasserdruck bei den Modellquerschnitten 1 und 4. Da wahrscheinlich ist, daß durch Alterungs- und Gleitprozesse in der Fuge II-II der für den Lastfall Eigengewicht des bestehenden Bauwerks im Betonschild errechnete Schubspannungszustand nicht wirksam ist, wurden nur die Schubspannungen, die sich aus der Errichtung des Vorsatzbetonmantels ergeben, berücksichtigt. Für den Spannungsverlauf sind die Darstellungen in den Bildern 3 und 8 typisch.

Horizontale Zugspannungen nehmen lediglich im unteren Mauerbereich und im Untergrund unter dem Vorsatzbeton Größen an, die unter bestimmten Umständen von Bedeutung sein können. Verursacht werden diese Zugspannungen durch Setzungsbehinderungen des Vorsatzbetons bei Betonierung gegen das Felswiderlager (s. Bild 2, Bereich 8), durch die Setzungsunterschiede zwischen Vorsatzbetonmantel und bestehender Mauer und durch die unterschiedlichen Elastizitätseigenschaften von Untergrund und Mauer. Größe und Verteilung der horizontalen Zugspannungen am Modellquerschnitt 1 sind in den Bildern 9 bis 11 dargestellt.

Die Frage nach dem Einfluß eventueller punktweiser Anbindung des neuen Vorsatzbetons an das alte Bauwerksteil, z. B. per Anker, wurde am vereinfachten Prinzipmodell untersucht. Es zeigte sich, daß je nach horizontaler Bewegungsrichtung der Mauerkrone neue lokale Zugzonen ober- oder unterhalb nahe der Anker entstehen und auf der jeweils anderen Ankerseite beträchtliche Druckspannungserhöhungen erfolgen. Dieser plausible Effekt konnte am Hauptmodell bestätigt werden, indem nur zwei parallelen Kluftelementen hohe Steifigkeiten, den anderen Null zugewiesen wurden. Er tritt nicht auf, wenn über die Fugen konstante μ-Werte gelten.

Spannungsoptisch wurden drei Lastfälle für den Verbundquerschnitt untersucht:
- Belastung durch Eigengewicht bei Verbund (Untersuchung ohne Verbund war modelltechnisch nicht möglich)
- Belastung durch Wasserdruck bei Verbund
- Belastung durch Wasserdruck ohne Anbindung in Fuge I-I.

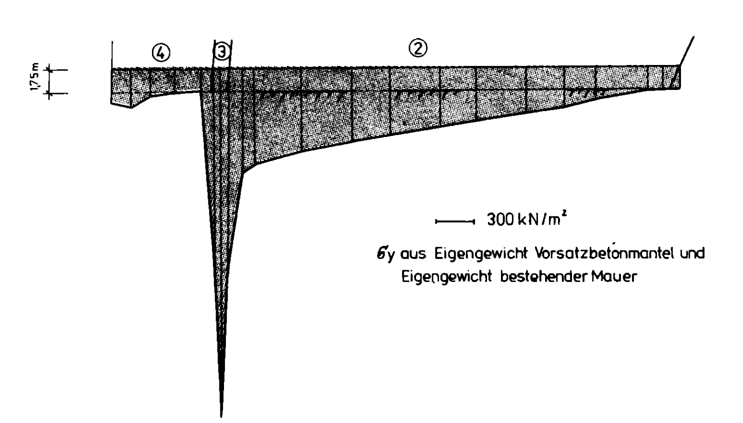
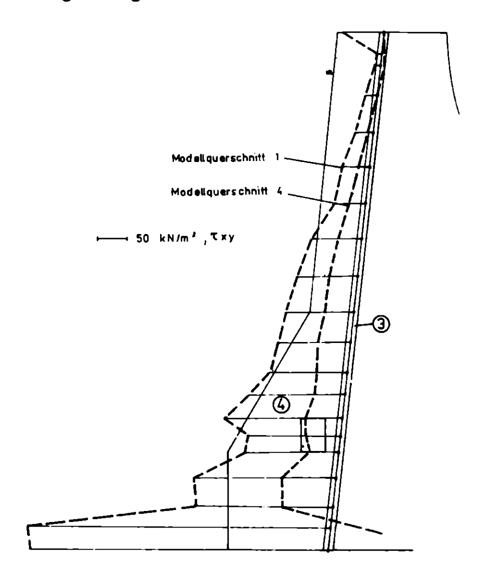
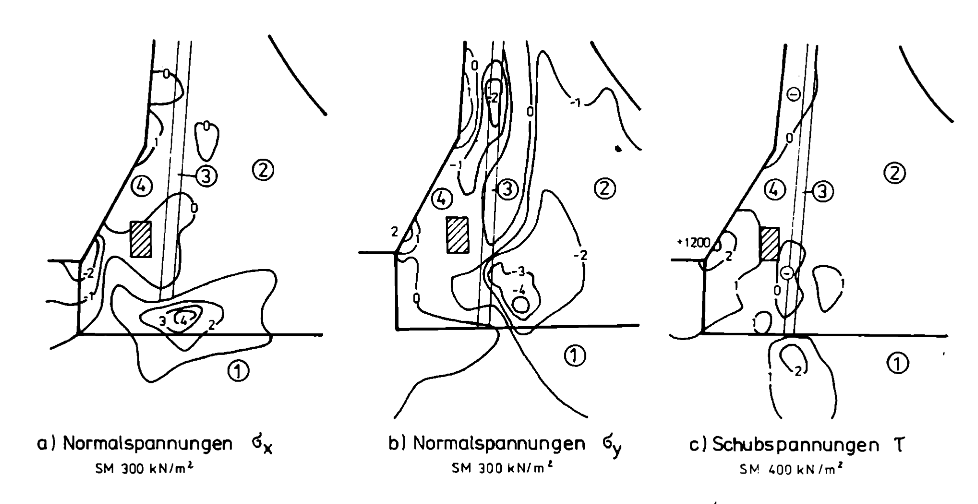


Bild 7
Vertikale Druckspannungen im Bereich der Gründungssohle nach EBEN 3, Lastfall Eigengewicht

Bild 8
Schubspannungsverteilung im Betonschild nach EBEN 3, Lastfall Eigengewicht





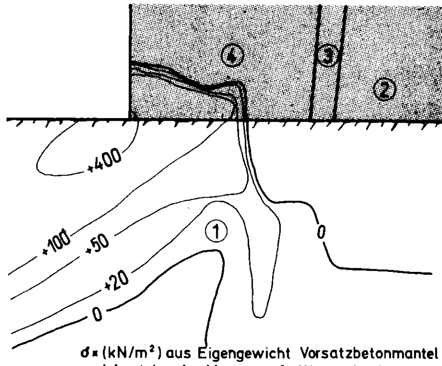
a) Normalspannungen σ_x SM 300 kN/m² b) Normalspannungen σ_y SM 300 kN/m² c) Schubspannungen τ SM 400 kN/m²

Bild 9 Isolinien der Spannungsverteilung nach FEMSB, Lastfall Eigengewicht und Wasserdruck

Bild 10 Isolinien der Normalspannungen horizontal nach EBEN 3 im Gründungsbereich, Modellquerschnitt 1, Lastfall Eigengewicht

σ_x (kN/m²) aus Eigengewicht Vorsatzbetonmantel und Eigengewicht bestehender Mauer

Bild 11 Isolinien der Normalspannungen horizontal nach EBEN 3 im Gründungsbereich, Modellquerschnitt 1, Lastfall Eigengewicht und Wasserdruck



Die Auswertung der Versuche ist in Bild 4 und 5 dargestellt. Bei den Ergebnissen ist zu berücksichtigen, daß infolge modelltechnischen Gegebenheiten der Sohlwasserdruck, unterschiedliche Querdehnungszahlen sowie unterschiedliche Haftfestigkeiten nicht nachgebildet werden konnten. Die mit den Untersuchungsverfahren für die einzelnen Modellquerschnitte an bestimmten Punkten ermittelten Verschiebungen sind aus Bild 12 ersichtlich.

Diskussion der Ergebnisse

Für eine Bewertung der Ergebnisse im Hinblick auf konkrete Anwendungsfälle sind besonders zwei Annahmen der Berechnungen zu überprüfen:

1. Ist der für den Betonschild angesetzte E-Modul realistisch?
2. Werden in den Fugen Gleitprozesse stattfinden oder wirken die einzelnen Bereiche der Mauer im Verbund?

Bei der Wahl des relativ hohen E-Moduls für den Betonschild wurde von Nacherhärtung des Materials ausgegangen. Vor Übertragung der durch die Modelluntersuchungen gewonnenen Erkenntnisse ist durch Materialprüfungen der tatsächliche E-Modul zu bestimmen, da er entscheidenden Einfluß auf Größe und Verteilung besonders von Druck- und Schubspannungen hat. Gleitprozesse in den Fugen sind abhängig von der vorhandenen Reibungs- und Haftfestigkeit sowie von normal und tangential zur Fuge wirkenden Kräften. Zur Beurteilung dieser Problematik wurden für die Modellquerschnitte 1 und 4 die mit EBEN 3 ermittelten Ergebnisse im Hinblick auf Spannungsgrößen in den Fugen I-I und II-II ausgewertet.

Im Ergebnis dieser Untersuchung zeigte es sich, daß zur Aufrechterhaltung des Verbundes in Fuge I-I ein Reibungsbeiwert $\mu = 0{,}5$ und eine Haftfestigkeit $\tau_s = 50$ bis 80 kN/m² erforderlich sind. Wie der Literatur entnommen werden kann, liegen diese Werte näherungsweise in einem Bereich, der für Arbeitsfugen im Beton gilt, die entsprechend aufgerauht werden und bei denen die einzelnen Abschnitte nahezu frisch auf frisch betoniert werden. Bei den in Frage kommenden Bruchsteinmauern handelt es sich jedoch um eine Anbetonierung an 70 bis 100 Jahre alte Betonschilder, die glatt abgeriebene und mit mehr oder weniger gut erhaltenen bituminösen Anstrichen versehene Oberflächen besitzen. Die zur Verbundwirkung erforderlichen Parameter werden damit in Fuge I-I nicht vorhanden sein, und es ist wahrscheinlich, daß der Vorsatzbetonmantel bereits während des Betonierens am Betonschild abgleitet. Die Fuge luftseitig des Betonschildes (II-II) ist meist aufgerissen und deutet damit auf Relativverschiebungen hin, die den Verbund mit dem Bruchsteinmauerwerk in Frage stellen. Unter Berücksichtigung dieser Feststellungen ergibt sich folgende Bewertung der Berechnungsergebnisse:

Vertikale Druckspannungen und Schubspannungen

Durch Annahme einer relativ großen Steifigkeit für den Betonschild wird besonders bei Vorgabe von Verbund ein Aufhängungseffekt für die angrenzenden Bereiche erzeugt. Wie im Bild 7 zu ersehen ist, führt das zu Spannungsspitzen im Betonschild. Bei kleinerem E-Modul sind geringere Spannungswerte zu erwarten.

Da Verbund in Fuge I-I nicht auftritt und eine Verbundwirkung in Fuge II-II fraglich ist, werden tangential zu den Fugen nur Reibungskräfte in die angrenzenden Bauteile übertragen. Damit sind Spannungsgrößen maßgebend, die mit FEMSB bei Ansatz von Reibungsparametern in den Fugen ermittelt wurden (Bild 6). Auf Grund der Berechnungsergebnisse und der daraus gezogenen Schlußfolgerungen kann eingeschätzt werden, daß das Maximum der vertikalen Druckspannungen 1 000 kN/m² nicht überschreiten wird. Der Zuwachs der Druckspannungen im Betonschild ergibt sich im ungünstigsten Fall (Verbund in beiden Fugen) zu maximal rund 12 Prozent. Für den Betonschild ist selbst bei Annahme eines BK 7,5 keine Überschreitung des Rechenwerts der Betondruckfestigkeit für den Grenzzustand der Tragfähigkeit nach TGL 33403 zu verzeichnen, der sich zu 3 330 kN/m² berechnen läßt.

Bild 12 Errechnete Verschiebungen

Untersuchungsmodell	Rechenprogramm	μ Fuge I-I	μ Fuge II-II	Lastfall	1 v_1	1 v_2	2 v_1	2 v_2	3 v_1	3 v_2	4 v_1	4 v_2	5 v_1	5 v_2	6 v_1	6 v_2	7 v_1	7 v_2	8 v_1	8 v_2	9 v_1	9 v_2	10 v_1	10 v_2	11 v_1	11 v_2	12 v_1	12 v_2
1	EBEN 3	1,0	1,0	EG	-1,4	1,0	-1,4	0,8	-1,4	0,8	-1,4	0,8	-1,4	0,8	-1,4	0,8	0	0,8	0	0,7	0	0,7	0	0,7	0	0,7	0	0,7
				WD	4,3	-1,3	4,3	-1,1	4,3	-1,1	4,3	-1,1	4,3	-1,0	4,3	-1,0	1,0	-1,7	1,2	-1,2	1,0	-1,2	1,0	-1,2	1,0	-1,2	1,0	-1,2
	FEMSB	1,0	0,1	EG	-0,4	1,6	-0,4	1,5	-0,4	1,5			-0,4	1,4	-0,4	1,3	-0,1	0,8			0	0,9			0,1	0,7		
				WD	6,1	0,9	6,1	0,8	6,1	0,7			5,9	0,7	5,9	0,9	2,1	-0,4			2,1	-0,1			2,0	-0,4		
		1,0	0,5	EG	-0,5	1,6	-0,5	1,5	-0,5	1,5			-0,4	1,4	-0,4	1,3	-0,1	0,8			0	0,9			0,1	0,7		
				WD	6,2	0,9	6,2	0,8	6,2	0,7			5,8	0,7	5,8	0,9	2,2	-0,4			2,1	-0,1			2,0	-0,4		
		0,3	0,5	EG	-0,4	1,6	-0,4	1,5	-0,4	1,5			-0,4	1,3	-0,4	1,3	-0,1	0,8			0	0,9			0,1	0,7		
				WD	5,2	0,9	5,2	0,7	5,2	0,6			4,9	0,8	4,9	1,2	1,9	-0,1			1,8	0,7			1,6	0,9		
		0,7	0,5	EG	-0,4	1,6	-0,4	1,5	-0,4	1,5			-0,4	1,4	-0,4	1,3	-0,1	0,8			0	0,9			0	0,7		
				WD	6,1	0,9	6,1	0,8	6,1	0,7			5,8	0,7	5,8	0,8	2,1	-0,3			2,1	-0,1			2,1	-0,4		
3	EBEN 3	0	–	EG	-0,2	1,7	-0,2	1,7									-0,2	1,0	-0,1	1,0								
				WD	0,2	-2,1	0,2	-2,1									0,3	-1,5	0,3	-1,5								
4	EBEN 3	1,0	0	EG	-0,2	1,5	-0,2	1,5			-0,2	1,5					-0,1	1,0	-0,1	1,0			-0,1	1,0				
				WD	0,2	-2,0	0,2	-2,0			0,2	-2,0					0,2	-1,5	0,2	-1,5			0,2	-1,5				

Es kann außerdem eingeschätzt werden, daß der gemäß TGL 33405/01 berechenbare Wert von 214 kN/m² für die zulässigen Schubspannungen des Betonschilds ebenfalls nicht überschritten wird.

Zugspannungen

Auch wenn die in der Rechnung angenommenen ungünstigen Randbedingungen an auszuführenden Objekten nicht auftreten sollten, können Zugspannungen in den aus den Bildern 9 bis 11 ersichtlichen Bereichen nicht ausgeschlossen werden. Mögliche Folgeerscheinungen könnten sein:
– Öffnung von Klüften des Untergrunds
– Öffnung der Fugen I-I und II-II im unmittelbaren Gründungsbereich
– Entstehen von vertikalen Haarrissen im Vorsatzbetonmantel und im Betonschild von der Gründungssohle ausgehend
– Aufbau des wasserseitig der Mauer anstehenden Wasserdrucks bis in den Bereich des Betonschilds.

Verschiebungen

Unter Berücksichtigung der im Ergebnis der Berechnung möglichen Feststellungen zu Gleitprozessen kann folgendes zum Verformungsverhalten des untersuchten Mauertyps gesagt werden:
– Die unmittelbaren Verschiebungen (Bild 12) sind bei den angenommenen Untergrundparametern von nur geringer Größenordnung.
– Die Differenzen der Verschiebungen zwischen den Fällen Verbund und ungehinderte Beweglichkeit in den Fugen sind sehr klein.
– Die ermittelten Setzungen des Vorsatzbetonmantels infolge Eigengewichts werden bereits teilweise während der Betonierung auftreten und somit wieder ausgeglichen.
– Die berechneten Grenzwerte der Verschiebungen sind aus konstruktiver Sicht durchaus beherrschbar.

Schlußfolgerungen

An Hand der Ergebnisse kann festgestellt werden, daß
– ein Abbruch des Betonschildes nicht erforderlich ist,
– ein erzwungener Verbund, z. B. durch Verankerungen, sich ungünstig auf das Spannungsregime der bestehenden Mauer auswirkt und wegen der geringen Relativverschiebungen in den Grenzflächen nicht notwendig ist,
– die Mauerkrone konstruktiv für eine schadlose Aufnahme von Relativverschiebungen auszubilden ist,
– im Gründungsbereich Abdichtungsmaßnahmen der Fuge I-I und Drainagen für beide Fugen erforderlich werden.

Literatur

/1/ Bergakademie Freiberg, Sektion Maschinen- und Energietechnik, FEM-Rechenprogramm EBEN 3, Freiberg 1976
/2/ Inst. f. Wasserw. FEM-Rechenprogramm FEMSB, Berlin 1982
/3/ *Goodmann, R. E.; Taylor, R. L.; Brekke, T. L.*: A Model for the Mechanics of Jointed Rock Proc. ASCE, Vol. 94, No SM 3, 1968
/4/ *Gerecke, W.*: Empirische Verteilungs- u. Dichtefunktion der Haftfestigkeit zwischen neuem und altem Beton, WWD Obere-Elbe-Neiße-Talsperreninspektion, Dresden 1982, unveröffentlicht

Rationelle Böschungsbefestigungen durch neuartige Betonplatten

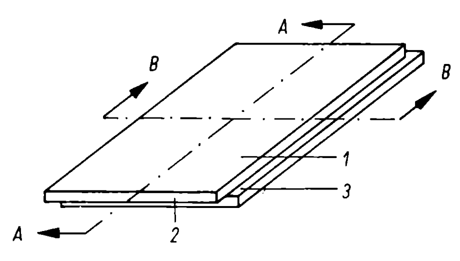
Dr.-Ing. Eberhard Lattermann, KDT; Dipl.-Ing. Hans-Joachim Schuster, KDT;
Beitrag aus der Technischen Universität Dresden, Sektion Wasserwesen, und dem VE Meliorationskombinat Erfurt

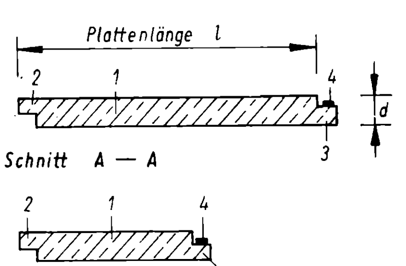
Das Dichten und Befestigen von Böschungen ist eine im Wasserbau ständig vorkommende Aufgabe. Je nach dem Stand der Produktivkräfte, den örtlichen Bedingungen, möglichen Beanspruchungen, Traditionen u. a. Gesichtspunkten wurden viele und verschiedenartige Möglichkeiten zur Böschungsbefestigung und -dichtung entwickelt. Zahlreiche Beispiele sind in /1/ beschrieben. Auch Fertigteilplatten aus Zementbeton werden im In- und Ausland in unterschiedlichen Formen und Abmessungen verwendet.
Zwei Tatsachen vor allem haben Betonplatten eine weitverbreitete Abneigung eingebracht:
– Schadenfälle, die oft auf nicht ausreichendes Beachten möglicher Beanspruchungen und/oder auf Mängel bei der Bauausführung zurückzuführen waren
– die Fugendichtung – die Schwachstelle beim Einsatz von Betonplatten als Dichtung – ist sehr arbeitsaufwendig herzustellen, wobei eine Mechanisierung kaum möglich ist.

Fertigteilplatten mit einfacher Dichtung

Um Schadenfälle nach Möglichkeit ganz auszuschließen, müssen Bemessungsgrundsätze besser als bisher beachtet bzw. noch vervollkommnet werden. Um aber die Nachteile der komplizierten Fugendichtung weitgehend abzubauen, können die im Bild 1 gezeigten Platten angewendet werden. Diese Platten, herzustellen aus Beton, Stahl-, Spann- oder Walzbeton, werden so gebaut, daß an den vier Seiten Falze entstehen. Die Dicke der Falze sollte etwas kleiner als die halbe Plattendicke sein, damit die Summe zweier Falze und des dazwischen liegenden Dichtungsbandes gerade eine Plattendicke und somit eine gleichmäßig aussehende äußere Oberfläche ergibt. Beim Verlegen der Platten dient jeweils ein unten liegender Falz einer Längs- und einer Querseite als Auflager für den entsprechenden Falz der nachfolgend zu verlegenden Platten. Dabei wird auf den unten liegenden Falz der bereits verlegten Platten das Fugendichtungsband aufgelegt, das dann von der folgenden Platte mit dem oben angebrachten Falz fest angedrückt wird. Durch das Herstellen von Platten mit nur halber Länge oder halber Breite wird es möglich, eine der Fugen, also die Horizontal- oder die Vertikalfuge, nicht durchgehend anzuordnen.
Beim Anschluß der Dichtung an Massivbauwerke – erfahrungsgemäß immer eine Schwachstelle von Wasserbauten – kann bereits beim Herstellen des Massivbauwerkes durch Anbetonieren eines Auflagerfalzes der später folgende Einbau der Platten vorbereitet werden.
Der verbleibende Fugenspalt zwischen den Platten kann ausgegossen werden, wenn z. B. das Anwachsen von Unkraut unerwünscht ist. Sollten sich wider Erwarten undichte Stellen in einer Dichtungsfläche aus diesen Platten zeigen, dann ist das Vergießen der Fugen oder das Einstemmen eines Fugenbandes in herkömmlicher Weise als zusätzliche Dichtung noch möglich. Das Anbringen dieser zusätzlichen Dichtung kann auch bei erhöhten Anforderungen an die Dichtigkeit oder bei später notwendig werdenden Rekonstruktionsarbeiten vorgesehen werden. In diesem Fall würde dann das Herausnehmen des alten Fugenbandes entfallen.

Bild 1 Skizzen zu den neuartigen Betonplatten nach /2/
1... Betonplatte
2... oberer Falz
3... untenliegender Falz
4... aufzulegendes Dichtungsband





Herstellung und Verlegung der Platten

Ein erster Versuch, diese Platten herzustellen und zu verlegen, wurde 1983 beim Bau eines Kleinspeichers in Birkungen, einer Baustelle des VE Meliorationskombinat Erfurt, Betriebsteil Mühlhausen, durchgeführt. Die auf der Baustelle hergestellten Platten, die nur eine Transportbewehrung erhielten, wurden auf einer 1:2,5 geneigten Böschung verlegt. Das Belegen horizontaler Flächen ist ebenso möglich und insgesamt einfacher.
Voraussetzungen für den Einbau der Platten sind eine ebene, fest verdichtete Auflagerflä-

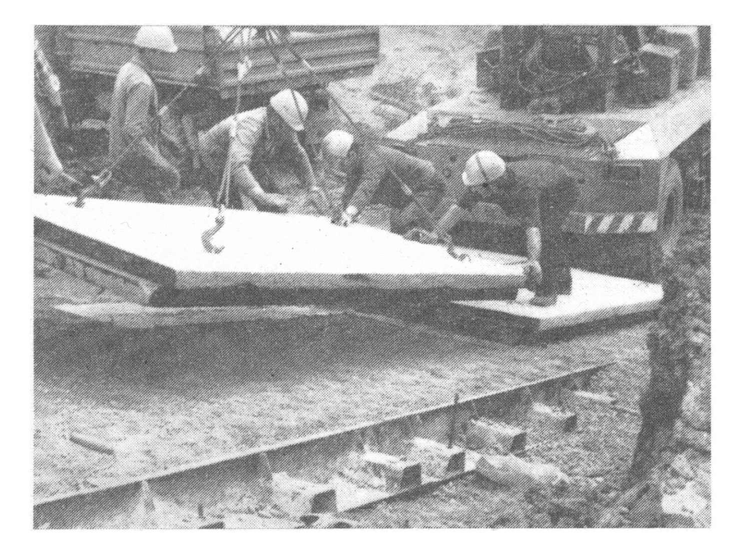




Bild 2 Einbau der Platten mit Autokran

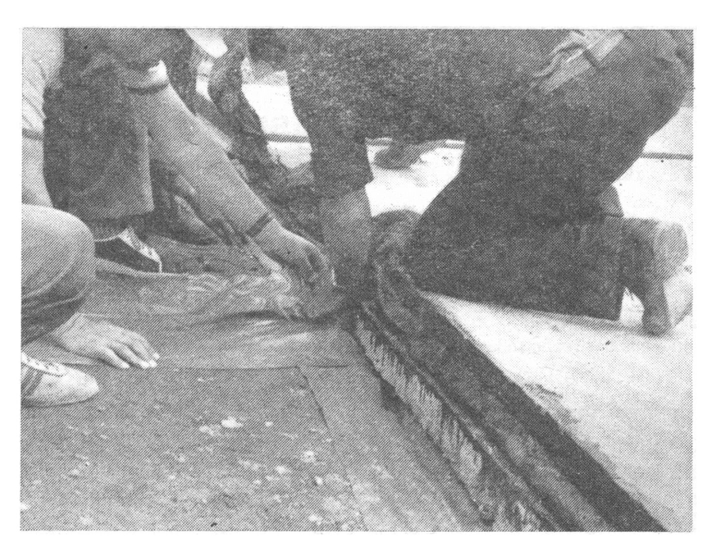


Bild 3 Auflegen des Dichtungsbandes

che und sauber und scharfkantig hergestellte Platten mit möglichst großer Maßhaltigkeit. Die Platten werden, wie auf Bild 2 zu sehen ist, mit einem Hebegerät, z. B. einem Autokran, verlegt. Bei Bedarf müssen Krane mit größerer Reichweite eingesetzt werden. Denkbar ist auch das Verlegen mit Portalhubwagen, wenn die Böschungen nicht zu steil sind. Als Anschlagmittel kommen auch Vakuumlifter in Frage. Das würde den Bewehrungsanteil in der Platte stark herabsetzen.

Die Fugendichtung erfolgte in Birkungen mit einem Hematect-Dichtungsband. Wie das Bild 3 zeigt, wurde das Band nach den Verarbeitungshinweisen für Hematect-Dichtungsband von Hand auf den unteren Falz aufgelegt, bevor die nächste Platte verlegt wurde. Diese einfache Einbauweise brachte kaum Schwierigkeiten mit sich. Die zu dichtenden Seiten können auch auf einfache Weise mit einem Voranstrich versehen werden. Ein einfacher, auf der Baustelle durchgeführter Versuch bestätigte, daß die Fugen vollkommen dicht waren.

Mögliche Anwendungsgebiete

Die beschriebenen Platten können im Wasserbau grundsätzlich sowohl als Dichtung als auch als Deckwerk verwendet werden. Wegen der glatten Oberfläche bieten sie sich besonders zum Dichten bei gleichzeitigem Erosionsschutz von Be- und Entwässerungskanälen in der Landwirtschaft, Zu- und Ableitungskanälen für Kraftwerke an. Aber auch Becken in der Industrie und Landwirtschaft zum Speichern von Wasser, Abwasser, Gülle u. a. Flüssigkeiten können mit den neuartigen Platten als Außendichtung hergestellt werden. Besonders vielseitig sind die Verwendungsmöglichkeiten der Platten beim Bau von Kleinspeichern für die Landwirtschaft. Auf dem Abschlußdamm können sie als Außenhautdichtung in der bereits beschriebenen Weise zum Einsatz kommen. Im Wellenschlagbereich des Stauraumes ist eine Verwendung als dichtes Deckwerk möglich und mit erheblichen Vorteilen gegenüber Schüttsteinen verbunden, die oft nur mit großem Transportaufwand beschaffbar sind. Bei foliegedichteten Kleinspeichern können Stahlbetonplatten in der beschriebenen Form als Deckwerk verwendet werden, um die Folie vor mechanischen Einflüssen zu schützen, vorausgesetzt, der Standsicherheitsnachweis gestattet die Anwendung. Außerdem ist ein dichter Belag des Ableitungsgerinnes unterhalb der Entlastungsanlage mit den Platten herstellbar.

Werden die Platten als Deckwerk verwendet, dann sind einige Besonderheiten gegenüber dem sicher häufiger vorkommenden Einsatz als Element einer Dichtung zu beachten. Außer dem genannten Beispiel zum Schutz einer Foliedichtung können die Platten als Deckwerk an Schiffahrtskanälen, zum Schutz von Flußufern oder Buhnen oder an wasserwirtschaftlichen Anlagen zum Schutz des Wellenschlagbereiches verwendet werden, wenn nur kleinere Wellenhöhen zu erwarten sind.

Beim Deckwerk, also auch beim dichten Deckwerk aus Beton-Fertigteilplatten, haben Innen- und Außenwasserstand gleiches Potential. Bei jeder Senkung des Außenwasserspiegels kommt es dadurch zu einem Innenwasserüberdruck, der die Standsicherheit der auf Böschungen verlegten Platten herabsetzt. Auch Wasserstandsschwankungen aus Windeinflüssen führen zum Innenwasserüberdruck. Um eine größere Standsicherheit zu erzielen, wird vorgeschlagen, beim Deckwerk die Platten auf geneigten Flächen nach Bild 4b zu verlegen, während wegen des einfacheren Einbaues besonders des Dichtungsbandes beim Verwenden der Platten als Dichtung ein Verlegen nach Bild 4a vorteilhaft ist.

Sowohl Aufwandsvergleiche mit Hilfe der Reduktionskostenmethode als auch das Einbeziehen gebrauchswertmäßiger Kriterien (Pattern) in einer erstellten Gebrauchswert-Kosten-Analyse ergaben im Vergleich mit anderen Varianten sehr gute Ergebnisse für diese neuartige Fertigteilplatte.

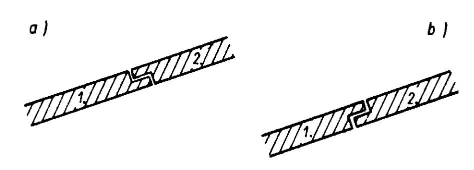


Bild 4 Plattenverlegung als Dichtung (a) und Deckwerk (b)

Weitere Aufgaben

Die Versuche zeigten, daß die Platten schnell und einfach zu verlegen sind. Wichtig ist es, die Platten mit Orientierung auf einige Vorzugsgrößen ausreichend zu bemessen. Das Ziel muß dabei sein, mit geringstmöglichem Materialeinsatz (Stahl, Zement) und unter Verwendung von Sekundärrohstoffen (z. B. Braunkohlenfilterasche) Platten herzustellen, die in jeder Weise den Anforderungen an das Endprodukt gerecht werden und den Gebrauchswert erhöhen. Auch der Anwendung leichter zu verarbeitender Dichtungsstreifen sollte Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Weitere Untersuchungen werden sich der rationellen Einbautechnologie widmen. Vor allem sind Möglichkeiten und Einsatzgrenzen der Hebegeräte beim Platteneinbau zu ermitteln. In vielen Fällen hat die Einbautechnologie entscheidenden Einfluß auf die Konstruktion bzw. auf konstruktive Einzelheiten.

Zusammenfassung

Stahlbeton-Fertigteilplatten sind als Dichtung oder Deckwerk im Wasserbau eine mögliche, in mancher Hinsicht vorteilhafte Lösung. Um die zur Fugendichtung immer wieder notwendige und mühsame Handarbeit zu verringern, wird eine neue Platte mit vereinfachter Fugenausbildung vorgestellt. Sie ist sowohl als Dichtung als auch als dichtes Deckwerk anwendbar. Erste Versuche zum Einbau verliefen erfolgversprechend.

Literatur

/1/ *Lattermann, E., Schuster, H.-J.:* Betonabdeckung wasserseitiger Böschungen von Flüssen, Kanälen und Behältern – Weltstandsanalyse für den Zeitraum 1960 bis 1980.
TU Dresden, Sektion Wasserwesen 1982 (unveröffentlicht).

/2/ *Schuster, H.-J. u. a.:* Platten zum Herstellen von Dichtungen und Deckwerken im Wasserbau und Verfahren zum Dichten der Fugen zwischen den Platten.
Patentschrift 1983.

Einige Aspekte zur Auswertung der Untergrundsanierung an der Talsperre Muldenberg

Dipl.-Ing. Volker Helbig
Beitrag aus der Technischen Universität Dresden, Sektion Wasserwesen

Mit zunehmendem Betriebsalter der Stauanlagen kommt deren meßtechnischer Bauwerksüberwachung eine steigende Bedeutung zu. Dabei hat vor allem während der letzten Jahre die Anwendung moderner mathematisch-statistischer Modelle zugenommen.
Parallel dazu ist jedoch auch die Analyse durchgeführter Instandsetzungsarbeiten wesentlich, um einerseits die Wirksamkeit derartiger Sanierungen richtig einzuschätzen und andererseits verallgemeinerungsfähige Erfahrungen künftig zu nutzen. Aus diesen Erfordernissen resultieren die national und international stärker gewordenen Bemühungen, vor allem die Injektionsarbeiten innerhalb von Talsperrengründungen einer detaillierteren Systematik zu unterziehen.
Die Auswertung der vor etwa 15 Jahren durchgeführten Dichtungsarbeiten an der Talsperre Muldenberg gliedert sich in diesen Komplex ein und dient darüber hinaus der Primärdatenbereitstellung für o. g. Rechenverfahren.

Der Injektionsschleier

Für die Herabsetzung der Unterströmung an der Talsperre Muldenberg wurde ein zweireihiger Dichtungsschleier projektiert und ausgeführt. Für die ersten 90 m wurden zwei Bohrungen je Meter mit Zementsuspensionen injiziert, für den restlichen Teil – außerhalb der Grundablaßbereiche – vier Zement- und zwei Chemikalbohrungen je Meter. Unberücksichtigt blieben dabei die Schrägbohrungen in den Übergangsbereichen der Bohransatzpunkte von den wasserseitigen Verpreßwiderlagern in den Kontrollgang. Beide Grundablaßbereiche wurden zusätzlich durch 45° bzw 68° in der Schleierachse geneigte Bohrungen injiziert.
Der Reihenabstand der Zementbohrungen beträgt 0,50 m, der Bohrlochabstand innerhalb der Reihen 1,00 m bis zur Station 1 + 60, danach 0,50 m. Die Chemikalbohrungen wurden ein bis zwei Jahre nach der Zementinjektion ausgeführt, die Bohransatzpunkte liegen im Schnittpunkt der Verbindungsdiagonalen der Zementbohrungen.
Prinzipiell wurde stufenweise von oben nach unten injiziert, wobei mit der ersten Bohrstufe der Plombenbeton, der querschnittsweise verschiedene Abmessungen aufweist, durchfahren und danach bis in eine mittlere Bohrtiefe von 33 m in 2,50-m-Stufen weiterverpreßt wurde. Für die Ausführung der Wasserglasverpressungen wählte man größere Bohrstufen. Insgesamt wurde die Gründung der Talsperre durch etwa 2 800 Injektionsbohrungen, das sind durchschnittlich mehr als sechs Bohrungen je Meter Schleierlängsachse, behandelt.

Zur Auswertung der Injektionsergebnisse

Da für alle Injektions- und Kontrollbohrungen Laufkarten vorliegen, bestand die Schwierigkeit zunächst in der Systematisierung der mehr als 500 000 Einzeldaten, von denen letztlich etwa 100 000 erfaßt bzw. ausgewertet wurden. Einen Überblick über wesentliche Injektionsparameter gibt Bild 1.

Zusammenfassung der Ergebnisse für 10-m-Abschnitte

Nachdem das Datenmaterial erfaßt war, konnte dazu übergegangen werden, den Injektionsschleier in 10-m-Abschnitten auszuwerten. Dabei waren die Ergebnisse nach Bild 1 Veranlassung, der Zementverteilung besonderes Augenmerk zu schenken, Bild 2 veranschaulicht die Summen.
Auffallend darin ist zunächst der Maximalwert von 136 436 kg für den Bereich 3 + 00 bis 3 + 10. Dieser Abschnitt liegt innerhalb der Schrägbohrungen des rechten Grundablasses. Vom linken Hang bis zu dieser Zone steigt die Zementaufnahme tendenziell an, um danach wieder etwas abzufallen. Neben dem Spitzenwert sind die im Vergleich zu ihrer Umgebung hohen Injektionsmittelaufnahmen der Abschnitte 3 + 70 bis 3 + 80 und 4 + 40 bis 4 + 50 bemerkenswert.
Zur besseren Vergleichbarkeit sind die Mittelwerte der Wasserdurchlässigkeitsprüfungen vor der Injektion ebenfalls im Bild 2 dargestellt. Tendenzielle Übereinstimmungen zwischen Wasser- und Zementaufnahmen sind vor allem zwischen den Grundablässen bzw. unmittelbar links und rechts neben ihnen zu registrieren, während in den Randbereichen relativ kleine Wasseraufnahmen mit hohen Zementaufnahmen gekoppelt sind. Der zuletzt genannte Trend verstärkt sich noch innerhalb der Grundablaßbereiche. Allerdings muß hier die Mittelwertbildung der Wasseraufnahmen als stark verfälscht eingeschätzt werden, da durch die Vor-WD-Werte der Schrägbohrungen zum großen Teil bereits injizierte Bereiche geprüft wurden.

Tiefenabhängige Zementaufnahme außerhalb der Grundablaßbereiche

Bedingt durch die sehr dichte Bohrlochanordnung standen für die auszuwertende Schleierlänge (438 m) etwa 1 300 Bohrungen zur Verfügung. Unzweckmäßig ist es, jeden Stufenwert davon darzustellen. So wurden jeweils zwei bzw. vier Stufen zusammengefaßt, so


Bild 1 Gesamtaufwand ausgewählter Injektionsparameter

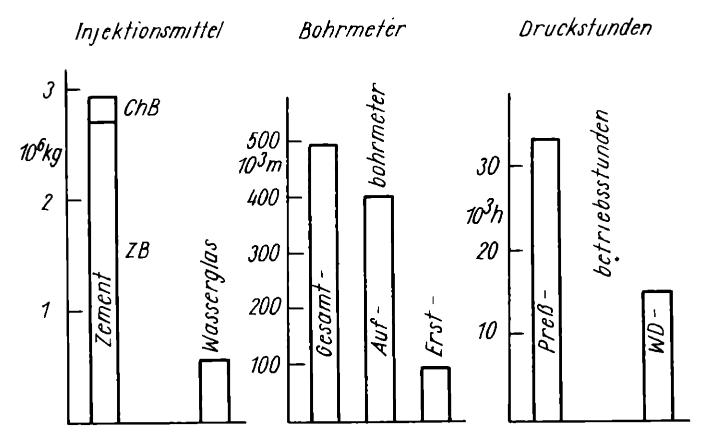
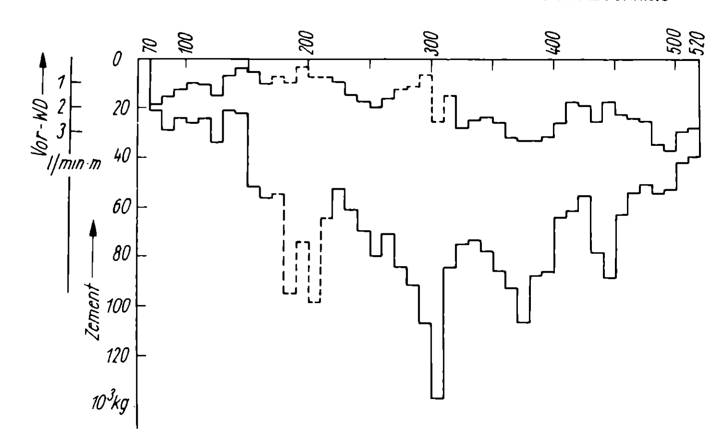
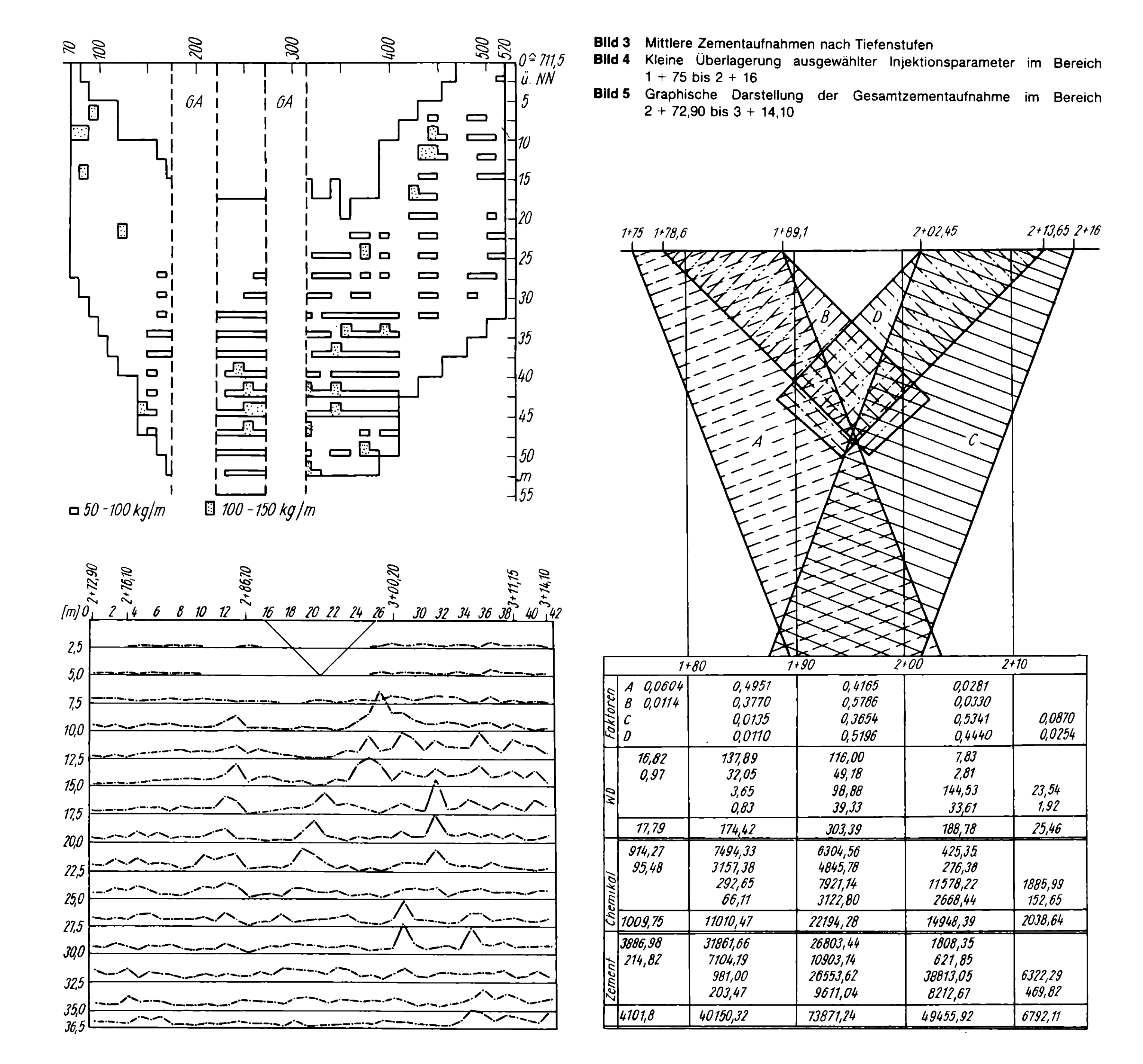


Bild 2 Gesamtzement- und mittlere Wasseraufnahme für 10-m-Abschnitte





	1+80	1+90	2+00	2+10	
Faktoren A 0,0604	0,4951	0,4165	0,0281		
B 0,0114	0,3770	0,5786	0,0330		
C	0,0135	0,3654	0,5341	0,0870	
D	0,0110	0,5196	0,4440	0,0254	
WD 16,82	137,89	116,00	7,83		
0,97	32,05	49,18	2,81		
	3,65	98,88	144,53	23,54	
	0,83	39,33	33,61	1,92	
17,79	174,42	303,39	188,78	25,46	
Chemikal 914,27	7494,33	6304,56	425,35		
95,48	3157,38	4845,78	276,38		
	292,65	7921,14	11578,22	1885,99	
	66,11	3122,80	2668,44	152,65	
1009,75	11010,47	22194,28	14948,39	2038,64	
Zement 3886,98	31861,66	26803,44	1808,35		
214,82	7104,19	10903,14	621,85		
	981,00	26553,62	38813,05	6322,29	
	203,47	9611,04	8212,67	469,82	
4101,8	40150,32	73871,24	49455,92	6792,11	

Bild 3 Mittlere Zementaufnahmen nach Tiefenstufen

Bild 4 Kleine Überlagerung ausgewählter Injektionsparameter im Bereich 1 + 75 bis 2 + 16

Bild 5 Graphische Darstellung der Gesamtzementaufnahme im Bereich 2 + 72,90 bis 3 + 14,10

daß je Meter Schleierlänge und je 2,50 m Schleiertiefe eine Summe entstand. Allerdings ist dabei zu beachten, daß infolge der unterschiedlichen Stärke des Plombenbetons sowie der je nach Tal- oder Hangbereich differenzierten geodätischen Höhe der Bohransatzpunkte die berechneten Summen in ein Raster von 1 m (Länge) × 2,50 m (Tiefe) umgerechnet wurden. Auf Grund der vergleichsweise geringen Zementmengen der Chemikalbohrungen blieben diese unberücksichtigt. Bild 3 stellt die Ergebnisse in zusammengefaßter Form dar, wobei für eine bessere Vergleichbarkeit mit internationalen Injektionsbeispielen die erfaßten Injektionsmengen in kg/Bohrmeter ausgewiesen sind.

Ergebnisse des linken Grundablasses

Da im Bereich des linken Grundablasses in fünf verschiedenen Richtungen injiziert wurde, war eine unmittelbare Auswertung der Injektionslaufkarten nicht möglich. Um dennoch einen annähernden Überblick über die Wasserdurchlässigkeits-, Chemikal- und Zementverteilung zu erhalten, wurden die Summen der vier verschiedenen Schrägbohrgruppen als gleichmäßig auf die Flächen A–D (Bild 4) verteilt angenommen und entsprechend ihrer Anteile auf die 10-m-Abschnitte umgerechnet. Nach der Summation mit den Werten der senkrechten Bohrungen waren wesentliche Injektionsparameter für den linken Grundablaß aufgegliedert. Mittels der in Bild 4 angegebenen Flächenfaktoren lassen sich beliebige andere Größen, wie z. B. Bohrmeter und Preßbetriebsstunden, für diesen Bereich aufteilen. Wie aus Bild 4 außerdem ersichtlich ist, fehlt zwischen den Stationen 1 + 89,1 bis 2 + 02,45 der Überlagerungsanteil von den senkrechten Bohrungen. Damit ist der starke Rückgang der Wasser- und Zementaufnahmen in diesem Bereich zu erklären (Bild 2). Praktisch ist es mit Sicherheit zu einer stärkeren Ausbreitung des Injektionsgutes in den Bereich 1 + 90 bis 2 + 00 gekommen, so daß eine gleichmäßigere Verteilung zu erwarten ist. Eine quantitative Beeinflussung der Flächenfaktoren erschien wenig sinnvoll, da es hierfür keinerlei Anhaltspunkte gab.

Ergebnisse des rechten Grundablasses

Infolge der sehr hohen Zementaufnahmen in diesem Bereich war es erforderlich, dessen Verteilung genauer zu ermitteln. Dazu wurden die etwa 3 500 Einzelaufnahmen aller Bohrstufen in ihrer tatsächlichen Lage dargestellt und anschließend in ein Raster von 1 m (Schleierachse) × 2,50 m (Schleiertiefe) umgerechnet.

Die Resultate werden in Bild 5 veranschaulicht. Vergleicht man die Zementaufnahmen mit vorhandenen geologischen Gutachten, fällt der Abschnitt zwischen den Stationen 2 + 90 bis 3 + 05 in einer Tiefe von 8 bis 22 m unter Kontrollgangsohle auf. Hier sind sehr hohe Zementaufnahmen an eine Vielzahl von Schichtflächen (Hornblendeschiefer – Phyllit) gebunden. In diesem Bereich liegt auch der Spitzenwert des gesamten Schleiers von etwa 3 470 kg (für 1 m × 2,50 m).

Tafel 1 stellt die unterschiedlichen Verpreßanteile der einzelnen Bohrgruppen dar.

Tafel 1 Zementaufnahmen am rechten Grundablaß

	Zement /kg/		
	Bohrungen		
Station	senkrecht	68°	45°
2 + 72,9 bis 2 + 86,7	105 685	52 390	
3 + 00,2 bis 2 + 14,1	140 145	99 011	
2 + 76,1 bis 2 + 86,7			6 172
3 + 00,2 bis 3 + 11,5			7 968

Daraus lassen sich folgende Schlußfolgerungen ableiten:

– Durch die senkrechten Bohrungen wurden für einen Schleierabschnitt von 27,7 m 245 830 kg Zement verpreßt (durchschnittlich 60 kg/m).

– Die durch senkrechte Bohrungen verpreßten Zementmengen zwischen 3 + 00,2 und 3 + 14,1 (68 kg/m) sowie 3 +70 und 3 +80 (67 kg/m) sind annähernd gleich. Durch das über die Schrägbohrungen zusätzlich eingetragene Injektionsgut wird der Abschnit 3 + 00 bis 3 + 10 zum alleinigen Spitzenwert des Schleiers.

– Mittels der 68°-Bohrungen (durchschnittliche Aufnahme 37 kg/m) wurden 60 % des Zements der senkrechten Bohrungen verpreßt.

– Überträgt man die gleichen Verhältnisse auf die 45°-Bohrungen, so ergeben sich 10 kg/m bzw. 6 %, wonach diese Bohrungen als fragwürdig bezeichnet werden müssen.

Für die Ermittlung der Vor-WD- bzw. Chemikalverteilungen wurde das zuerst beschriebene Prinzip angewandt.

Registrierte Lochverbindungen im Bereich des rechten Grundablasses

Werden, wie im vorliegenden Fall, die Injektionsbohrungen stufenweise von oben nach unten injiziert, kann die Registrierung der in die Laufkarten eingetragenen Lochverbindungen aufschlußreich sein.

Tafel 2 zeigt ein Beispiel.

Tafel 2 Lochverbindungsrichtungen zwischen 2 + 72,9 bis 3 + 14,1

Verbindungsrichtung (entnommen aus Schleierlängsschnitt	senkrechte Bohrungen 2 + 72,9 bis 2 + 86,7	3 + 00,2 bis 3 + 14,1	68°-Bohrungen 2 + 72,9 bis 2 + 86,7	3 + 00,2 bis 3 + 14,1	Summe
[1]	–	–	4	4	8
|	21	3	24	30	78
/	6	4	6	25	41
\	6	3	16	11	36
	33	10	50	70	163
	43		120		

Daraus läßt sich zusammenfassend feststellen, daß durch die 68°-Bohrungen etwa dreimal mehr Verbindungen nachgewiesen wurden als durch die senkrechten, obwohl diese vorher verpreßt worden sind. Die sehr große Anzahl von Verbindungen der Schrägbohrungen zwischen 3 + 00,2 und 3 + 14,1 (70) bestätigt die in geologischen Gutachten erwähnte Kluftrichtung K2, wobei Beziehungen zur Hauptkluftrichtung (K1) auf Grund deren Einfallsrichtung nicht erwartet werden konnten. Durch eine Häufung von Lochverbindungen kann die bereits oben erwähnte Störzone bestätigt werden.

Zusammenfassung

Wie der Vergleich zu Auswertungen anderer Injektionsergebnisse zeigt (Tafel 3), ist die injizierte Zementmenge (2 600 · 10^3 kg) an der Talsperre Muldenberg als keineswegs sehr hoch einzuschätzen. Gleiches läßt sich allerdings vom Bohraufwand nicht feststellen. Als Ursachen dafür müssen die geringen Bohrlochabstände (0,5 m) und die Doppelreihigkeit genannt werden. Die nahezu 500 · 10^3 Gesamtbohrmeter sind darüber hinaus durch die stufenweise Verpressung von oben nach unten (2,50-m-Abschnitte) bedingt.

Tafel 3 Gegenüberstellung von Injektionsergebnissen ausgewählter Objekte

	Dichtungsmittelverbrauch bezogen auf Schleierfläche (kg/m²)	auf Bohrmeter (kg/m)	Bohrmeter je m² Schleierfläche (m/m²)	Bohrmeter (ohne Aufbohrmeter) (m)	Gesamtzementmenge (10^3 kg)
Muldenberg	190	39	6,3	67 200 1)	2 600 2)
Markgraf /1/					
– DDR	85	60	1,4		
– Ausland	115	160	< 1		
Ewert /2/					
– Möhne	160 (Idel /4/)	46	(3,5) 3)		
– Aabach		50		65 000	3 000
– Marbach/Haune		1 300			
– Antrift	(720) 3)	989	0,73	5 455	5 400 (Zement u. Beton)
– Twiste		1 140		3 420	3 900
Heitfeld /3/					
– Sorpe	(101) 3)	90	(1,12) 3)	30 000	(2 700) 3)
– Henne		33		64 000	(2 100) 3)

1) mit Chemikal- und Kontrollbohrungen 96 000 m; mit Aufbohrmeter 498 000 m
2) mit Zement in Chemikalbohrungen 2 900 · 10^3 kg
3) keine Originalangaben

International ähnliche Verhältnisse wurden an der Möhne- bzw. Henne-Talsperre registriert. Auf einen Vergleich der Wasseraufnahmemengen wurde bewußt verzichtet, da die verwendeten Prüfdrücke zu unterschiedlich waren bzw. Angaben darüber gänzlich fehlten. Über die behandelten Auswertungsergebnisse hinaus bieten sich für die Talsperre Muldenberg noch weitere Interpretationsvarianten an. Da die Chemikalverpressungen ein bis zwei Jahre nach den Zementinjektionen, und zwar zwischen beiden Reihen, ausgeführt wurden, wäre die Registrierung deren Vor-WD-Werte interessant. Hieraus ließen sich erste Schlußfolgerungen über die Beständigkeit des Schleiers ziehen. Weiterhin könnte die Ermittlung der Zementmenge interessant sein, die durch das fortlaufende Wiederaufbohren bereits verpreßter Abschnitte praktisch bedeutungslos ist. Über diese Ergebnisse wird an anderer Stelle berichtet.

Literatur

/1/ *Markgraf, H.:* Untersuchungen zur Durchführung von Injektionen im Fels und Mauerwerk unter besonderer Berücksichtigung der Möglichkeiten ihrer Rationalisierung.
Diss. B, Bergakademie Freiberg 1979

/2/ *Ewert, F. K.:* Untersuchungen zu Felsinjektionen, Münstersche Forschungen zur Geologie und Paläontologie, Heft 53, 1981, 247 S.

/3/ *Heitfeld, K.-H.:* Hydro- und baugeologische Untersuchungen über die Durchlässigkeit des Untergrundes an Talsperren des Sauerlandes.
Geologische Mitteilungen, Aachen 1964, Bd. 5, 210 S.

/4/ *Idel, K.-H.; Rissler, P.:* Einfluß der Sanierungsmaßnahmen auf die Möhnemauer. Wasserwirtschaft 72 (1982) 3, S. 130–134



Im Heft 4/82, S. 143, hatten wir eine gemeinsame Ausschreibung der Sächsischen Akademie der Wissenschaften und des Präsidiums der KDT veröffentlicht. Es ging darin um die Würdigung hervorragender wissenschaftlich-technischer Leistungen und hohen persönlichen Einsatz auf dem Gebiet des Umweltschutzes und der Materialerhaltung. Die Sächsische Akademie der Wissenschaften hatte dafür einen Preis in Höhe von 20 000 Mark gestiftet. Anläßlich des 8. Kongresses der KDT im November 1983 erfolgte die Preisverleihung auf einer gemeinsamen Veranstaltung der Sächsischen Akademie der AdW und der Kommission für Umweltschutz beim Präsidium der KDT. Ausgewählt wurden die Einsendungen von zwei Kollektiven:

1. Verfahren und Anlagen zur Entölung von Kondensaten und Wässern –
eingereicht von den Kollegen Dipl.-Chem. *Kinder*, Dr.-Ing. *Schuster*, Ing. *Fanslau*, Dipl.-Ing. *Schneider*.

2. Nachweis der Notwendigkeit einer Schlammwäsche von Bioüberschußschlamm bei der Abwasserreinigung eines chemisch-pharmazeutischen Betriebes –
eingereicht von den Kollegen Dipl.-Ing. *Kittlick*, Dipl.-Chem. *Weidendörfer*, Dr. *Cramer*.

Die Steigerung der Leistungsfähigkeit des Systems der Weidatalsperren

Obering., Bauing. Wolfgang Schirmer; Dipl.-Ing. Dieter Schmidt; Ing. Ulrich Bartelt
Beitrag aus der Wasserwirtschaftsdirektion Saale-Werra

Das System der Weidatalsperren ist ein prägnantes Beispiel dafür, daß durch Maßnahmen der intensiven Erweiterung, wie

- Überleitungen aus benachbarten Flußgebieten,
- komplexer Flußgebietsbewirtschaftung,
- Optimierung der Speicherbewirtschaftung,
- Aufdeckung und Nutzbarmachen von Reserven,

die Abgabekapazität wesentlich erhöht werden kann.

Für den Bau einer Talsperre im Weidatal wurden 1937 die ersten Untersuchungen durchgeführt, die – bedingt durch die Vorbereitung des faschistischen Krieges – nicht beendet wurden. Unmittelbar nach dem Ende des zweiten Weltkrieges wurden die vorbereitenden Arbeiten wieder aufgenommen. Mit dem Bau der Weidatalsperre an der Bermichsmühle wurde im Gründungsjahr der DDR 1949 begonnen. Es ist die erste nach dem Krieg im Bezirk Gera gebaute und die älteste Talsperre des Systems der Weidatalsperren.

Die geplanten Aufgaben der Talsperre waren die Niedrigwasseraufhöhung, um die Betriebswasserversorgung der Industrie in Weida zu sichern, die Trinkwasserversorgung der Städte Triebes und Zeulenroda und der Hochwasserschutz für die Stadt Weida. Mit Beginn des Wohnungsbaues 1955 und mit der Entwicklung des Erzbergbaues im Ostteil des Bezirkes Gera sowie vor allem mit der planmäßigen Entwicklung des sozialpolitischen Programms der SED stieg und steigt der Trinkwasserbedarf der Talsperre Weida von 20 000 m³/d auf 80 000 m³/d von 1974 bis 1989.

Diese dynamische Entwicklung erfordert die intensive und extensive Erweiterung der Weidatalsperre zum System der Weidatalsperren.

Die Kapazitätsentwicklung der Weidatalsperren

Die kontinuierliche Steigerung der Abgabekapazität des Systems der Weidatalsperren ist durch zahlreiche Intensivierungsmaßnahmen ermöglicht worden, die nachstehend erläutert werden.

1. Die projektierte Kapazität der 1956 fertiggestellten Weidatalsperre wies eine Niedrigwasseraufhöhung von 240 l/s und eine mittlere Trinkwasserabgabe von 132 l/s auf. Bis zur Inbetriebnahme des Wasserwerkes Dörtendorf 1969 wurden maximal 15 l/s für die Trinkwasserversorgung bereitgestellt. Ab 1970 stieg die Trinkwasserabgabe schnell an und erreichte 1972 die ausgewiesene Kapazität.

Mit Beginn der systematischen Bilanzierung wurde der Nachweis erbracht, daß zur Betriebswasserversorgung der Industrie der Stadt Weida eine Wildbettabgabe von 80 l/s ausreichend ist.

Gleichzeitig wurde die sich aus dem Baufortschritt der Talsperre Zeulenroda durch Zwangseinstau ergebende Reduzierung des Hochwasserzuflusses zur Weidetalsperre beim Bemessen des Hochwasserschutzraumes berücksichtigt. Mit beiden Maßnahmen konnte die Abgabekapazität um 180 l/s auf 312 l/s erhöht werden

2. Mit der Inbetriebnahme der Talsperre Zeulenroda – Ersteinstau Dezember 1974, Abschluß des Probestauprogramms Januar 1976 – oberhalb der Weidatalsperre bei gleichzeitiger Reduzierung des Hochwasserschutzraumes von 10,6 hm³ auf 5,23 hm³ erhöhte sich die Abgabekapazität auf 535 l/s. Die Reduzierung des Hochwasserschutzraumes wurde aus Untersuchungen für volkswirtschaftlich vertretbare Wiederkehrsintervalle bei gleichzeitigem Übergang auf das Bezugs-*HQ*-Verfahren für die Weiße Elster möglich.

3. Im Ergebnis einer Neuerervereinbarung wurden 1969 die wasserwirtschaftlichen Grundlagen zur Überleitung der Wisenta – Flußgebiet der Saale – in die Weida geschaffen. Die Untersuchung schloß die Überarbeitung des 1982 fertiggestellten Wasserwirtschaftsplanes für die Zeitreihe ab 1923 unter Einbeziehung der maßgebenden Trockenperiode 1961/64 ein. Die Überleitung eliminierte

Bild 1 System der Weidatalsperren

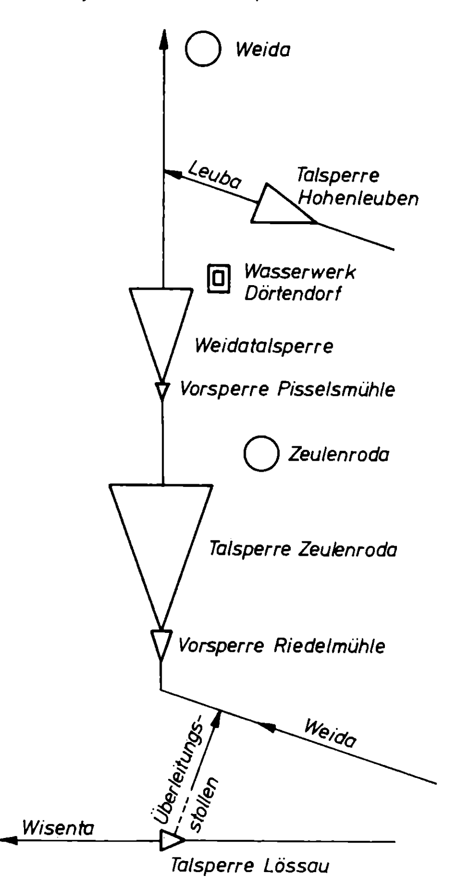
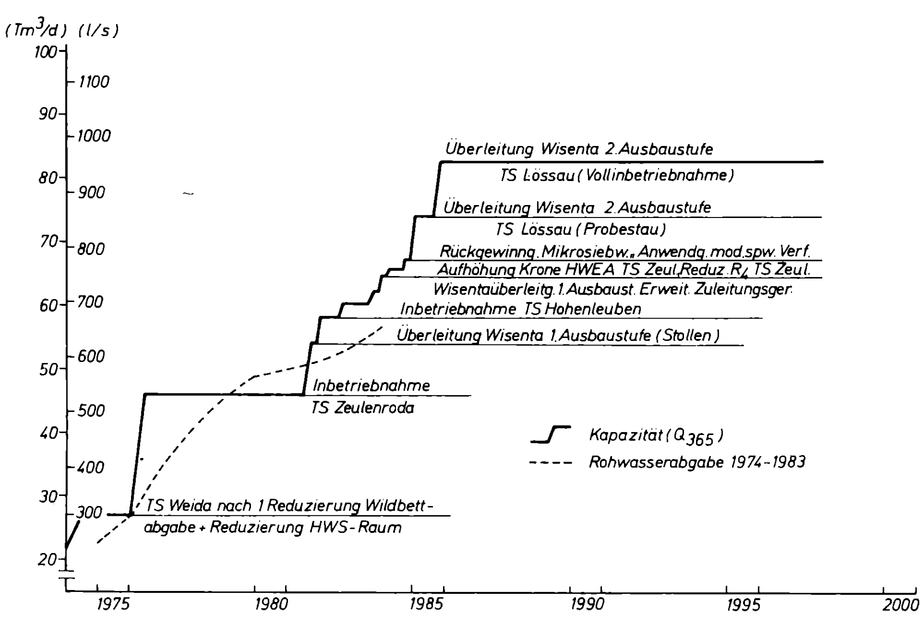


Bild 2 Wasserwirtschaftsplan Weidatalsperren – Kapazitäts- und Bedarfsentwicklung (Trinkwasser)



das sich aus der Neuberechnung ergebende Defizit und führte zu dem effektivsten Kapazitätszuwachs von 316 l/s auf 851 l/s. Die mit der Fertigstellung des 2,3 km langen Wisentastollens begonnene Erhöhung der Abgabekapazität wird mit der Inbetriebnahme der Überleitungssperre Lössau 1985 voll wirksam.

4. Ausdruck einer komplexen Flußgebietsbewirtschaftung ist die Einbeziehung der Talsperre Hohenleuben in das System der Weidatalsperren. Bei der Planung der Talsperre Hohenleuben/Leuba – rechter Nebenwasserlauf der Weida – wurde eine anteilige Wildbettabgabe von 50 l/s zur Sicherung der Betriebswasserversorgung der Weidaer Industrie im Wasserwirtschaftsplan berücksichtigt. Nach Inbetriebnahme der Talsperre 1982 wurde die Wildbettabgabe der Weidatalsperre um diesen Betrag reduziert und der Trinkwasserabgabe zugeordnet.

5. 1978 und 1979 wurden drei Kollektiven der Oberflußmeisterei Gera planmässige Neuereraufgaben zur Kapazitätserhöhung des Systems übergeben mit folgendem Ergebnis:

- Reduzierung des Hochwasserschutzraumes um 1,38 hm^3 auf 3,85 hm^3 zugunsten des Betriebsstauraumes durch systematische Retentionsuntersuchungen zur Optimierung der Größe und Verteilung des beherrschbaren Hochwasserschutzraumes und Einführung einer zuflußabhängigen Entlastung während eines Hochwasserereignisses (der Kapazitätszuwachs beträgt 12,5 l/s, er wurde im Dezember 1983 wirksam)
- Erhöhung der Krone der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Zeulenroda (der Stauraumzuwachs ermöglichte eine Erhöhung der Abgabekapazität um 13,3 l/s ab Dezember 1983)
- Rückführung des Spülwassers der Mikrosiebanlage des Wasserwerkes Dörtendorf in die Weidatalsperre mit einem Kapazitätszuwachs von 20 l/s nach dem Endausbau des Wasserwerkes.

6. Die Industrie von Zeulenroda, für die eine Direktentnahme aus der Talsperre Zeulenroda vorgesehen war, wurde auf den Bau eines Speichers außerhalb des Einzugsgebietes der Weidatalsperren orientiert. Der vorgesehene Bilanzanteil von 8 l/s wurde der Trinkwasserentnahme zugeordnet.

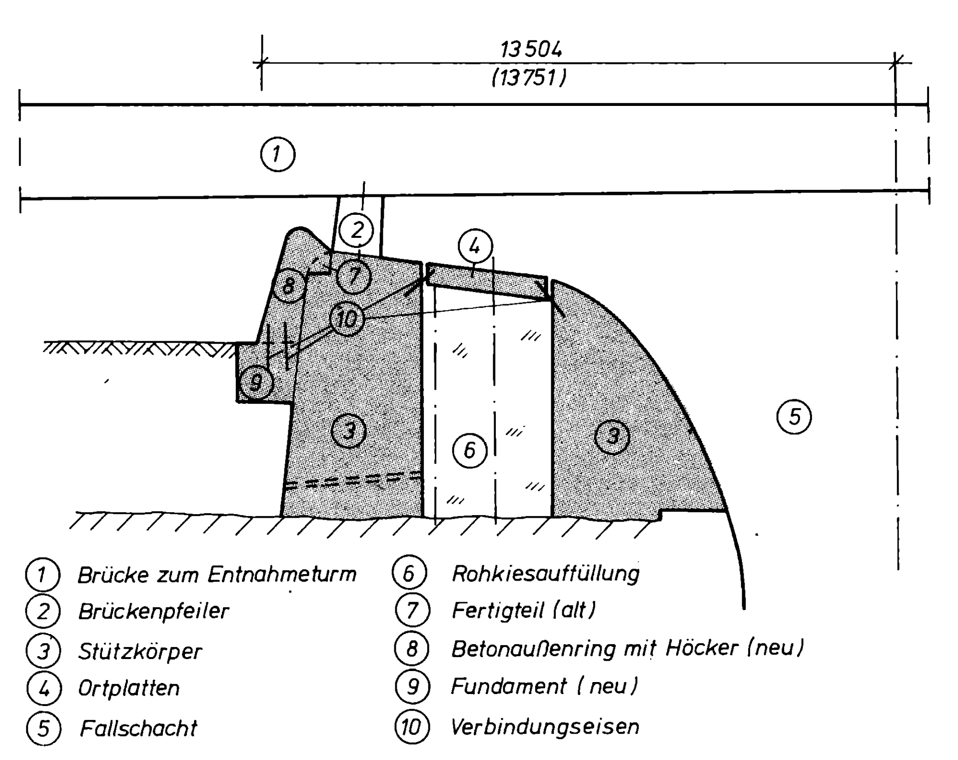


Bild 3 Skizze der neuen HWE-Anlage TS Zeulenroda, Maßstab 1:100

7. Unter Anwendung des EDV-Programms „Speicherbewirtschaftung" der WWD Saale-Werra, das staubabhängige Abgabereduzierungen berücksichtigt, wurde 1983/84 der Wasserwirtschaftsplan von 1976 unter Beachtung aller Intensivierungsmaßnahmen überarbeitet. Mit Anwendung des modernen Speicherwirtschaftsverfahrens wurde ein Gewinn von 5 l/s erzielt und damit die Abgabekapazität für Trinkwasser auf 960 l/s erhöht.

Erhöhung der Krone der Hochwasserentlastungsanlage

Von einem Neuerer der WWD Saale-Werra wurde 1976 der Einsatz von Schlauchwehren zur Erhöhung der Überfälle an Talsperren vorgeschlagen. Untersuchungen in der OFM Gera ergaben, daß dieser Gedanke nicht realisiert werden konnte. Ein Neuererkollektiv wurde deshalb beauftragt, bautechnische Möglichkeiten zur Erhöhung des Schachtüberfalles zu entwickeln.

Die Mitglieder des Kollektivs, die Kollegen Dr. Bollrich und Dr. Röhner von der TU Dresden, konstruierten und erprobten im Modellversuch einen Höckeraufsatz als abschlußvergrößernde Einrichtung für breitkronige Schachteinläufe.

Als Voraussetzung für die Anwendung des Höckers an der Talsperre Zeulenroda wurden folgende Untersuchungen durchgeführt:

- die Einhaltung der Freibordforderungen von TGL 21239/09 für das BHQ_2 = 187 m^3/s (den bisherigen Berechnungen lag das BHQ_1 = 107 m^3/s zugrunde)
- die Standsicherheitsberechnungen nach TGL 21239/03 für das Abschlußbauwerk – Steinschüttdamm –

Bild 4 Hochwasserentlastungsanlage mit drei fertiggestellten Feldern des Betonaußenringes

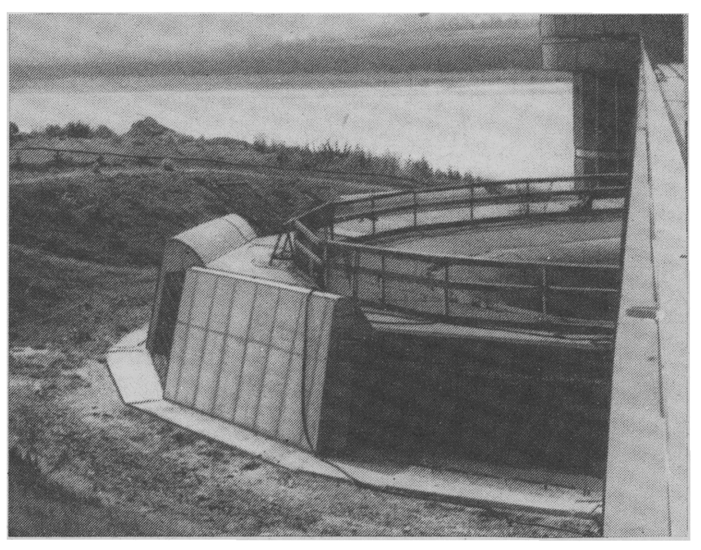
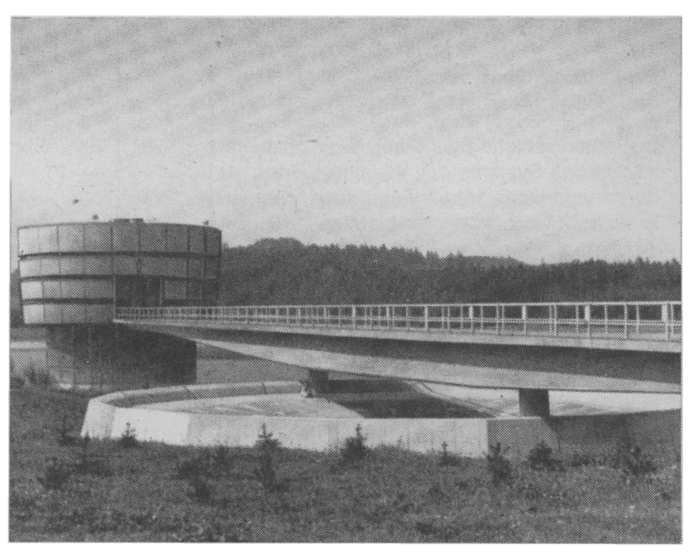


Bild 5 Fertiggestellte Hochwasserentlastungsanlage mit 0,6 m hohem Höckeraufsatz



- die Sicherheitsbetrachtungen für den Entnahmeturm, die Zugangsbrücke zum Entnahmeturm, die Hochwasserentlastungsanlage und für den Ablaufstollen
- die Beeinflussung aller in Stauraumnähe befindlichen Anlagen, wie z. B. die Straßenbrücke über den Stausee, den Steinschüttdamm der Vorsperre Riedelmühle usw.

Diese Untersuchungen ergaben, daß eine Erhöhung des Stauzieles ohne zusätzliche Schutzmaßnahmen möglich ist.
Die Veränderung des Schachtüberfalles wurde im Oktober 1983 realisiert und damit folgendes erreicht:
- die Erhöhung der Leistungsfähigkeit der Hochwasserüberfallanlage um 36 % bei einer um 10 cm geringeren Überfallhöhe
- die Erhöhung des Vollstauzieles um 60 m^3
- die Stauraumzunahme um 1,475 hm^3 bei spezifischen Kosten von 170 M (m^3/d)
- die Erhöhung der Abgabekapazität um 13,3 l/s.

Auf der Grundlage der Aufgabenstellung der Patentinhaber hat der VEB Spezialbaukombinat Wasserbau, KB Projektierung Dresden, das Projekt erarbeitet, der Bau wurde von der Oberbauleitung Vogtland des gleichen Kombinats in folgenden Arbeitsschritten ausgeführt:
– Nach dem Setzen eines Schutzgeländers wurden die vorhandenen Fertigteile am äußeren Rand des Schachtüberfalls abgebrochen.
– Auf einem Fundament von 1,2 m Tiefe und 1,2 m Breite wurde der Betonaußenring mit dem neuen Überfallrücken mit einem Beton HB 225 – III/W 4-F 200 in 12 Feldern mit umsetzbarer Fertigschalung betoniert. Zur Verbindung der einzelnen Bauteile wurden je Feld
- 12 Verbindungseisen ∅ 14 St A-III, l = 1 200 mm zwischen Fundament und Außenring sowie
- 12 Verbindungseisen ∅ 22 St A-I zwischen vorhandenem Betonstützkörper und Hökkerteil

eingesetzt.
– Die Sicherung der vorhandenen Ortbetonplatten auf dem Überfallrücken wurde durch Schrägbohrungen und Einsetzen von vier Halteeisen ∅ 22 St A-I, l = 1 000 mm je Platte vorgenommen.
– Die Bauwerksfugen und Bohrlöcher wurden mit Thioplast K 114 gedichtet.

Zusammenfassung

Das System der Weidatalsperren sichert die stabile Trinkwasserversorgung von 93 Städten, Gemeinden und Orten im Bezirk Gera mit etwa 320 000 Einwohnern bis zur Inbetriebnahme der Fernwasserversorgung aus der Schwarza. Besondere Bedeutung kommt der Trinkwasserversorgung der Bezirksstadt Gera, dem Bergbaugebiet um Ronneburg und der im Thüringer Schiefergebirge liegenden Orte des Versorgungsgebietes zu. Während die spezifischen Kosten für den Bau der Weidatalsperre und der Talsperre Zeulenroda 2 690 M/m^3 d betrugen, liegen diese für die Intensivierungsmaßnahmen bei 1 550 M/m^3 d. Bei einer Kapazitätserhöhung um 36 700 m^3/d ergibt sich dadurch eine Investitionseinsparung von 41 800 M.

Sanierungsarbeiten an der bituminösen Außenhaut der Ohra-Talsperre

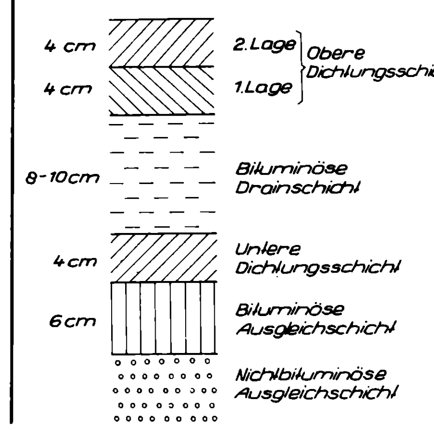
Dipl.-Ing. Siegfried Löer, KDT; Obering. Wieland Kaden, KDT
Beitrag aus der Wasserwirtschaftsdirektion Saale-Werra

Die Talsperrenmeisterei Unstrut-Helme der Wasserwirtschaftsdirektion Saale-Werra hat in ihrem Verantwortungsbereich bituminöse Außenhautdichtungen an fünf Talsperren in einer Größenordnung von rund 100 000 m^2 Fläche instand zu halten.
Mit der Ohra-Talsperre wurde im Talsperrenbau der DDR erstmals ein Steinschüttdamm mit bituminöser Außenhautdichtung errichtet. Der hier gewählte Dichtungsaufbau (Bild 1) sowie die getroffenen Güte- und Qualitätsanforderungen entsprechen dem damaligen internationalen Entwicklungsstand. Schäden an der Außenhautdichtung der Ohra-Talsperre lassen erkennen, daß zum damaligen Zeitpunkt eine Reihe von Problemen, vor allem im bautechnologischen Bereich, nicht ausreichend gelöst wurde. Geeignete technologische Verfahren zur Gewährleistung der Homogenität im Bereich der technologisch bedingten Arbeitsfugen standen zu Baubeginn nicht zur Verfügung.

Schadenfeststellung

Die bituminöse Außenhautdichtung der Talsperre Ohra zeigte vor allem im Staubereich oberhalb 510 m ü. NN erhebliche Rißbildungen in den bautechnologisch bedingten Fugen, Schäden an der Bitumenbetonoberfläche sowie Ablöseerscheinungen der Oberflächenversiegelung. Außerdem wurden Abrutschungen von Dichtungsbahnen, Hohlraumbildungen in der obersten Dichtungslage und Bereiche mit fehlendem Haftverbund festgestellt. Erste Schäden, vor allem Rißbildungen in den bautechnologischen Arbeitsfugen, die sich bereits nach dem ersten Winter im Jahre 1967 zeigten, wurden kartiert und weiter beobachtet. Die Rißweiten betrugen 1 bis 3 mm, die Rißtiefen etwa 40 mm.
Die Annahme der Talsperrenmeisterei, daß sich die Dichtungs- und Schutzfunktion der oberen Dichtungslage wesentlich vermindert hat, stützt sich im wesentlichen auf die Zunahme der Sickerwassermengen in den vergangenen Betriebsjahren. Die steigende Tendenz der Sickerwassermenge sowie die relativ große Durchlässigkeit der Bitumendichtung der Ohra-Talsperre im Vergleich zu später ausgeführten Dichtungen waren Veranlassung, dieser Qualitätsminderung entgegenzuwirken. Visuell festgestellte Schadensentwicklungen und vorliegende radiometrische Messungen mit der Oberflächensonde „Vakutronik" zur Bestimmung des Hohlraumgehalts und dessen Verteilung auf die Bahnbreiten der oberen Dichtungslage wurden in die Zustandsbeurteilung einbezogen. Die Hohlraumverteilung, vor allem in den Randbereichen der technologisch bedingten Bahnfugen, lag teilweise erheblich über dem als zulässig betrachteten Höchstwert von 3 %. Zur Entscheidungsfindung über Notwendigkeit, Art und Umfang der erforderlichen Sanierungsmaßnahmen wurde eine gutachterliche Untersuchung bei der Technischen Universität Dresden in Auftrag gegeben. Zur Verbesserung der Aussagefähigkeit hinsichtlich des tatsächlichen Schadenumfanges wurden Taucheruntersuchungen durchgeführt.

Bild 1 Aufbau der Dichtung

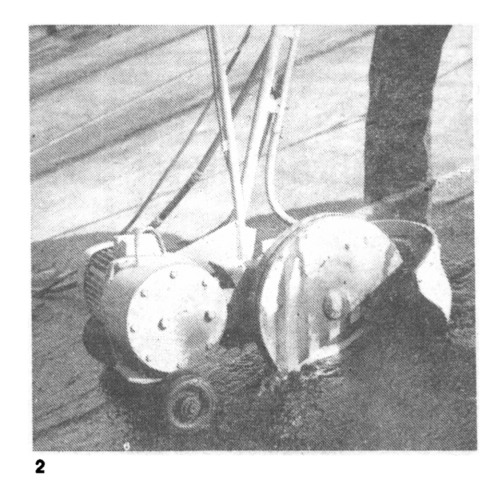


Zusammenfassend wurden folgende Schlußfolgerungen getroffen:
– Die Funktionssicherheit der Außenhautdichtung ist noch gegeben, das Dichtungselement oberhalb 510 m ü. NN besitzt jedoch keinerlei Sicherheitsreserven.
– Die Schäden an der obersten Dichtungslage oberhalb 510 m ü. NN bewirken, daß sie ihre Dichtungsfunktion verloren hat; als Schutzschicht (Decklage) ist sie nur noch teilweise wirksam.
– Infolge der fortschreitenden Schadensentwicklung wird die Funktionsfähigkeit der Dichtung weiterhin abnehmen und in Bereichen der häufigen Wasserspiegelschwankungen nicht mehr gegeben sein.

Art und Umfang der Schäden

An der bituminösen Außenhaut lassen sich im wesentlichen drei Schadensformen unterscheiden:
– Schäden an den bautechnologischen Fugen
– Schäden des Bitumenbetons in der obersten Dichtungslage der oberen Dichtungsschicht
– Schäden an der Oberflächenversiegelung.

Im Detail zeigen sich nachstehende Schadensbilder:
– offene Fuge zwischen Betonübergangselement am Wellenbrecher und der Bitumenbe-



2

Bild 2
Fugenschneidgerät

Bild 3
Replastergeräte und Arbeitsbühne

Bild 4
Replastergerät (Elektronikteil)

Bild 5
Replastergerät (Wärmeteil)

Fotos: Wolf, Leipzig



3

tonverdichtung auf einer Länge von rund 240 m (die Schadensursachen hierfür waren unsachgemäße Vorbehandlung der Fuge und Einsatz ungeeigneter Vergußmassen)
– Ablöseerscheinungen der bituminösen Absiegelung auf dem Betonübergangselement zwischen Wellenbrecher und Dichtungsanschluß (als Schadensursache ist altersbedingter Verschleiß anzunehmen)
– Risse in den bautechnologischen Arbeitsfugen in einer Gesamtlänge von etwa 3 000 m, vorwiegend oberhalb 510 m ü. NN (die Rißweiten betrugen 5 bis 12 mm, die Rißtiefen etwa 40 mm; die nicht erreichte Homogenität im Bereich der Arbeitsfugen ist als Hauptursache anzusehen; die hohen Beanspruchungen durch die täglichen und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen wurden nicht schadfrei aufgenommen; die grundsätzlich erreichbare Rißsicherheit von Bitumenbeton wurde nicht erzielt)
– fehlender Haftverbund zwischen den Dichtungslagen (Mängel in der Einbautechnologie, der Einsatz eines relativ grobkörnigen und ohne Bindemittelüberschuß versehenen Bitumenfeinbetons, zu geringe Einbautemperaturen und teilweise fehlender Voranstrich der Dichtungsfläche sind die wesentlichen Schadensursachen)
– hohlliegende obere Dichtungsbereiche (Ursache dafür sind wahrscheinlich eingedrungenes Wasser im Anschlußbereich der Maschineneinbauflächen; der Umfang der lokal begrenzten sanierungsbedürftigen Schadensflächen betrug etwa 300 m²)
– Erosionserscheinungen an der Bitumenbetonoberfläche (diese Schäden sind vorwiegend in den an den bautechnologisch bedingten Arbeitsfugen angrenzenden Bereich festzustellen, wobei die Arbeitsfuge selbst sehr stark erodiert war; diese Schäden konzentrieren sich vor allem in den Bereichen häufiger Stauspiegelschwankungen)
– großflächige Ablösungen der Oberflächenversiegelung aus Bitumen-Latex (Ursachen dafür sind in damaligen Mängeln des Mehrkomponentenverfahrens, vor allem bei Komponentenmischung und -dosierung, zu sehen).

Vorbereitung und Durchführung der Sanierung

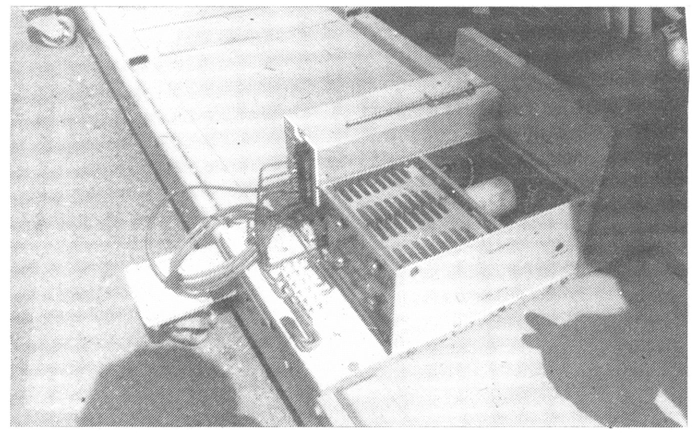
Bei der Vorbereitung der Sanierungsarbeiten an der Talsperre Ohra mußte davon ausgegangen werden, daß ein Ersatz bzw. Neuverlegen der oberen Dichtungslage, vor allem unter Beachtung der hohen wasserwirtschaftlichen Versorgungsbedeutung der Talsperre im Verbundsystem Nordthüringen, nicht möglich ist. Das Ziel der Sanierung bestand deshalb darin, die obere Dichtungslage als Erosionsschutzschicht zu regenerieren, die gerissenen Arbeitsfugen zu dichten, Dilatationsfugen auszubilden und eine weitestmögliche Sanierung aller übrigen vorstehend beschriebenen Schäden zu erreichen. In der Vorbereitungsphase der Sanierung war es erforderlich für jeden einzelnen Schaden konkrete Sanierungsvorschriften zu erarbeiten und nach Möglichkeit vorher zu testen. Zu diesem Zweck wurden 1980 zwei Kleinversuche und 1982 ein mehrwöchiger Großversuch in Zusammenarbeit mit dem ausführenden Betrieb, dem VEB Verkehrs- und Tiefbaukombinat Leipzig, an der Talsperre durchgeführt.

In Anlehnung an die Sanierungsempfehlungen der Technischen Universität Dresden /2/ und in Auswertung der o. g. Versuche am Objekt wurden Einbauvorschriften erarbeitet und bei der Sanierung der bautechnologischen Arbeitsfugen nachstehender technologischer Ablauf angewandt:
– Kennzeichnung und Farbmarkierung der zu sanierenden Fugen mit Angabe der Fugenschnittbreite und -schnittiefe
– Aufwältigung der Fugen der oberen Dichtungslage bis zur Oberfläche der darunterliegenden Dichtungslage mit Fugenschneidgeräten (Bild 2)
– gründliche manuelle Säuberung der geschnittenen Fugen mit Preßluft oder Stahlbesen und erforderlichenfalls Austrocknung der Fuge mit Flächenbrenner
– Voranstrich der Fuge mit H 491
– Fugenverschluß mit Dichtungsbändern.

Diese Dichtungsbänder auf bituminöser Basis haben plastifizierende und stabilisierende Zusätze, bleiben bei hohen Außentemperaturen formstabil und überbrücken Kälteschrumpfungen bzw. Wärmedehnungen. Des weiteren haben sie ein gutes Eigenklebevermögen und verrotten nicht. Das Material übersteht Temperatur- und Dilatationsbeanspruchungen. Zur Erhöhung des Oberflächenklebevermögens sowie der Viskosität mußten die Dichtungsbänder mit Replastergeräten (Bilder 3, 4 und 5) vorgewärmt werden. Die geschnittenen Arbeitsfugen wurden ebenfalls mit Replastergeräten auf eine Vorwärmtemperatur von mindestens 80 °C vorbereitet. Zur Gewährleistung eines vollfugigen Einbaues mußten, bedingt durch die unterschiedliche Fugengeometrie, verschiedene Kombinationen von Profilbändern verlegt werden. Die eingelegten Dichtungsprofile wurden mit Replastergeräten durchwärmt und mit Stampfgeräten verstemmt. Die Ermittlung des erforderlichen Wärmeeintrages sowie der Durchwärmzeiten erfolgte unter Berücksichtigung der Materialeigenschaften im Großversuch. Abschließend sind die Fugenoberfläche mit Flächenbrennern und Glättblechen abgezogen und geglättet worden.
Die Schäden an den hohlliegenden Flächen der oberen Dichtungslagen wurde mit folgender Einbautechnologie beseitigt:
– Aufschneiden der für einen flächenhaften Ersatz vorgesehenen Bereiche mittels Fugenschneidgeräten in Rechteck- oder Quadratform (hierbei mußten die vorgezeichneten Begrenzungen der Ausbruchflächen an Hand des Gefügebildes der Trennschnitte überprüft und ggf. korrigiert werden)
– Aufnahme und gründliche Säuberung der Flächen
– Herstellen des Haftgrundes durch zweimaligen Anstrich mit unverdünntem Flexobit S
– Flächenverschluß mit gemagertem Bitumenkaltspachtel.

Der ursprünglich vorgesehene Einbau von Bitumenfeinbeton im Heißeinbauverfahren konnte aus bautechnologischen und arbeitsschutztechnischen Gründen nicht realisiert werden. Als Alternativlösung mußte ein Kalteinbauverfahren gewählt werden. Anwendungsvoraussetzung dafür war die Gewährleistung nachstehender Güteforderungen:
– Haftverbund mit der Unterlage $\sigma_H \geq 0{,}2$ MPa (Nachweis im axialen Zugversuch)
– Hohlraumgehalt – 3 Vol.-% durch Prüfung der Wasseraufnahme am Prüfkörper nach TGL 20801/09
– Nachweis von 100 Frost-Tau-Wechseln in Anlehnung an TGL 21094/06.

Die Rezepturen zur Herstellung des Bitumenkaltspachtels wurde vom bauausführenden Betrieb im Großversuch in mehreren Varianten getestet. Die Herstellung erfolgte im Zwangsmischverfahren auf der Dammkrone. Die Homogenisierung des Bindemittels wurde mittels elektrischer Rührwerke erreicht. Der Einbau erfolgte zweilagig. Die Verdichtung wurde mit Stampfern, teilweise mit einem in Eigenbau gefertigtem, druckluftbetriebenem Kleinrüttler vorgenommen. Die Übergangsbereiche zwischen alter und neu eingebrachter Oberflächenlage wurden als Fuge ausgebildet. Das Schließen dieser Fugen erfolgte nach etwa 20tägigen Liegezeiten der Flächen entsprechend der Replastermethode.
Die Oberflächenversiegelung wurde mit einer Bitumenemulsion-Latex-Kombination „Flexobit-S" vorgenommen. Dieser Baustoff ist thixotrop, weichmacherfrei, in seiner Konsistenz variierbar sowie physiologisch unbedenklich.



4



5

Die Aufbringung erfolgte mit einer Flexomat-Anlage im Spritzverfahren. Besondere Bedeutung wurde der Säuberung der zu behandelnden Flächen beigemessen. Eine gründliche Trockensäuberung ist hierbei der teilweise praktizierten Naßsäuberung vorzuziehen. Als Voranstrich kam ebenfalls Flexobit-S im Bürstenstrichverfahren zur Anwendung. Die Gesamtschichtdicke der Versiegelung wurde auf 2,0 mm ± 0,5 mm begrenzt.

Entwicklung der für die Sanierungstechnologie erforderlichen gerätetechnischen Voraussetzungen

Von entscheidender Bedeutung für die Sanierung ist die gerätetechnische Ausrüstung. Die spezifischen Bedingungen an Talsperren mit bituminösen Außenhautdichtungen sind besonders zu berücksichtigen. Bereits während der Vorbereitung wurde die produktionsbestimmende Bedeutung der Geräte für die Fugenaufwältigung (Fugenschneidgeräte) und den Fugenverschluß (Replastergeräte) erkannt. Auf Grund ergebnisloser Gerätерecherchen mußten auf spezielle Bedingungen an Talsperren abgestimmte Fugenschneidgeräte entwickelt und gebaut werden.

Vom VEB Ingenieurbüro Erfurt wurde unter Berücksichtigung der geforderten Einsatzbedingungen Entwicklung und Bau der Fugenschneidgeräte übernommen und im Großversuch erfolgreich erprobt.
Die 80 kg schweren Fugenschneidgeräte mit Scheibendurchmesser 320 mm und einer Umfangsgeschwindigkeit von 84 m/s können mittels Schwenkeinrichtung des Wagens auf die gewünschte Schnittiefe arretiert werden. Eine Schnittiefenfeineinstellung ist möglich. Die Geräte sind mit einer Druckwasserkühlung des Trennschleifkörpers ausgerüstet. Die Geräte erwiesen sich vor allem bei Schnittführungen in Fallinie des Dammes als optimal. Bei Schnittführungen parallel zur Dammkrone ist der Einsatz von Führungsschienen zu empfehlen. Für die Bedingungen an der Ohra-Talsperre waren zwei Geräte und ein Reservegerät technologisch ausreichend. Versuche mit Doppelschnittgeräten brachten unzureichende Leistungsparameter.
Entscheidend für die Anwendung der Replastermethode war die Entwicklung leistungsfähiger Replastergeräte. In der Aufgabenstellung zur Entwicklung dieser Geräte wurde zunächst von der Notwendigkeit einer elektronisch gesteuerten Wärmestromregelung ausgegangen. Des weiteren bestand die Forderung, diese Geräte mit einer Meßmöglichkeit der Oberflächentemperaturen zu versehen.
Weitere nachstehende Parameter für den Bau der Geräte wurden zugrunde gelegt:
maximale Oberflächentemperatur:
Dichtungsband 130 °C
Bitumenbeton 200 °C
Wärmeaufbringung:
Wärmestrahlung (keine offene Flamme)
Fugengeometrie:
Breite 40 bis 60 mm, Tiefe 40 bis 60 mm
Anwendung: Böschungsneigungen von 1:2
Gerätemasse: 70 bis 90 kg
maximale Anschlußleistung: 5 kW
minimale Anschlußleistung: 0,8 kW (bei Thyristorregelung).

Der Geräteaufbau besteht im wesentlichen aus folgenden Konstruktionselementen:
- Trägerkonstruktion und Fahrwerk
- Wärmestrahlraum mit Rohrheizstäben nach TGL 61-307 (Einzelleistung 280 V), Reflexionsblechen und Wärmeschutz
- Oberflächentemperaturmeßeinrichtung als Grundlage für die zuzuführende Wärmestromdichte mit Mantelthermoelementen NiCrNi und Kupfermeßplättchen
- elektronische Regelung mit URSATRON-Baueinheiten (Thyristorschalter – URSATRON Typ 01 – T 4 NiCrNi)
- Elektroteil.

Die Fertigung der Trägerkonstruktion wurde vom VEB Baumechanisierung Gotha übernommen. Der elektrische und elektronische Aufbau erfolgte durch die Talsperrenmeisterei Sondershausen. Unter den gegebenen Einsatzbedingungen an der Ohra-Talsperre haben sich die Replastergeräte bewährt. Bei künftigen Fertigungen sollte jedoch auf eine weitere Gewichtsreduzierung orientiert werden. Bei Anwendung der Geräte durch erfahrene und mit den Eigenschaften der Einbaumaterialien vertraute Bedienungskräfte kann die vollelektronische Steuerung durch Handsteuerung ersetzt werden. Güteminderungen infolge thermischer Einwirkungen durch die Replastergeräte im Bitumenbeton konnten nicht festgestellt werden. Entsprechende Untersuchungen wurden geführt und liegen vor. In der Einsatzkombination von zwei Fugenschneidgeräten und vier Replastergeräten traten keine technologischen Wartezeiten auf. Es empfiehlt sich jedoch, ein Reservegerät auf der Baustelle bereitzuhalten. Zur Verbesserung der Arbeitsbedingungen auf der wasserseitigen Böschung wurden zwei bewegliche sowie neigungsveränderliche Arbeitsbühnen mit einer möglichen Verkehrsbelastung von $p = 1\,000 N/m^2$ hergestellt (Bild 3). Die mit verschiedenen Abmessungen hergestellten Arbeitsbühnen sind mit Schwenkrädern ausgerüstet und gewährleisten somit eine Quer- und Längsverfahrung. In Durchführung des technologischen Großversuchs wurden verschiedene maschinelle Antriebe für diese Bühnen erprobt.

Zusammenfassung

An einer Reihe von Talsperren der DDR sind planmäßige Instandsetzungsarbeiten an den bituminösen Außenhautdichtungen erforderlich. Eine Neuverlegung der oberen Dichtungslage ist dabei aus gerätetechnischen und vor allem wasserwirtschaftlichen Versorgungsgründen problematisch.
Mit der an der Ohra-Talsperre praktizierten Sanierungsmöglichkeit ist grundsätzlich auch eine großflächige Reparatur an bituminösen Außenhautdichtungen ohne wesentliche Beeinträchtigung der Versorgungsaufgabe der Talsperre durchführbar. Durch die relativ leichte und somit sehr flexible Sanierungstechnik wird nur eine geringe Baufreiheit benötigt, und die Durchführung der Arbeiten kann den Bedingungen der Bewirtschaftung der Talsperre weitgehend angepaßt werden. Die Handhabung der Sanierungstechnologie, einschließlich der Gerätekomplexe, kann zumindest bei kleineren, in der Entstehungsphase befindlichen Schäden nach entsprechender Einweisung mit eigenen Kräften des Betreibers erfolgen.

Literatur

/1/ Dokumentation zur Grundsatzentscheidung: Sanierung bituminöser Außenhautdichtung Talsperre Ohra, VEB Prowa, BT Erfurt
/2/ Gutachten über den gegenwärtigen Zustand der bituminösen Außenhautdichtung der Ohra-Talsperre und die erforderlichen Sanierungsmaßnahmen. Technische Universität Dresden, Sektion Wasserwesen, Bereich Wasserbau, Dresden 1980

Reparaturen und Rekonstruktion von Talsperren in der ČSSR

Dr.-Ing. Miloš Břoušek
Beitrag aus der Technischen Hochschule Brno, Fakultät Bauwesen

Reparaturen und Rekonstruktionen von Talsperren werden erforderlich, wenn auf Grund des langjährigen Betriebes Abnutzungserscheinungen auftreten, die die Funktionssicherheit mindern, oder wenn das Bauwerk infolge Witterungseinflüssen sowie Naturkatastrophen beschädigt wurde. Im vorliegenden Artikel werden einige Rekonstruktionen beschrieben, an denen der Verfasser im Rahmen seiner Tätigkeit an der TH Brno und bei Ingstav Brno beteiligt war.

Talsperre Pilska

Das Bauwerk gehört zu den ältesten Talsperren, die in Böhmen in Betrieb sind. Der Erddamm Pilska wurde Ende 1853 geschüttet und diente der Wasserversorgung für hiesige Silber- und Bleihütten. Die Dammschüttung erfolgte in 8 cm dicken Schichten, die mit Holzstampfern von Hand verdichtet wurden. Im Bergbaumuseum von Brezové Hory bei Pribram ist die Dammbautechnologie bildlich dargestellt.
Wenig Aufmerksamkeit wurde der Verdichtung des Bereichs um die Rohrleitung des Entnahmestollens herum gewidmet. Bereits zu Beginn des Betriebes wurden Durchsickerungen festgestellt. Nach ausgiebigen Niederschlägen im Juni 1854 kam es zum Dammbruch, der an der Dammkrone 38 m breit war (Bild 1). Danach wurde die Untergrunddichtung vertieft, der Dammkörper nachgeschüttet und an der Luftseite befestigt. Der Entnahmestollen wurde verlegt und neu an der rechten Seite außerhalb des Sperrenkörpers errichtet. 90 Jahre erfüllte der Staudamm seine Aufgaben. Ende der 50er Jahre stieg der Trinkwasserbedarf. Deshalb wurde der Sperrkörper durch eine erneute Rekonstruktion um 1 m erhöht, die Luftseite durch eine Nachschüttung verstärkt und der Hochwasserüberlauf durch eine Hangentlastung mit Tosbecken gesichert (Bild 2). Die Sickerungen in den Stollen wurden mittels Injektionen beseitigt, ein Saugheber im linken Teil des Dammkörpers dient der höheren Sicherheit, die Ablaßfähigkeit wird damit um 0,4 m^3/s erhöht. Der Bau des Dammes Pilská, sein Bruch und Wiederaufbau, seine ständige Instandhaltung und Rekonstruktion zu einem modernen Wasserbauwerk kann als Symbol für die ständige Entwicklung der Wasserbautechnik dienen. /1/

Talsperre Jevisovice

Jevisovice ist die älteste Talsperre in Mähren. Sie ist eine Bruchsteinmauer, 25,5 m hoch, in den Jahren 1894 bis 1896 gebaut (Bild 3). 1950 wurde eine Reparatur notwendig sowie die Vergrößerung der Leistung des Hochwasserüberlaufs. Auf Grund der Beobachtungen hatte es sich gezeigt, daß die tatsächliche Wassermenge Q_{100} größer ist als das dem Projekt zugrunde gelegte Bemessungshochwasser. Im Rahmen der Reparatur wurde die Handsteuerung der technologischen Einrichtungen durch servoelektrische Steuerung gesetzt. /2/ Gegenwärtig erfolgt die Generalreparatur, die eine höhere Stabilität der Bruchsteinmauer durch Verankerung im Untergrund vorsieht. Darüber hinaus werden Bohrarbeiten zur Ermittlung des Auftriebs unter der Bauwerksgründung durchgeführt.

Talsperre Labská

Diese Talsperre ist in den Jahren 1910 bis 1916 im Riesengebirge bei Spindleruv Mlyn als Bruchsteinmauer errichtet worden. Unmittelbar nach der Inbetriebnahme im Jahr 1916 wurden Durchsickerungen an der Luftseite des Sperrkörpers beobachtet. 1930 erreichten die Sickerwassermengen einen Wert von 314 l/s. Vom hinzugezogenen schweizerischen Experten Prof. *E. Grumer* wurde die Standsicherheit der Talsperre noch bestätigt. Erst 1966 begann man mit den Reparaturarbeiten. Dabei wurden folgende Leistungen ausgeführt /3/:

– Dichtungsarbeiten an der Wasserseite der Staumauer
– Abdichtung der wasserseitigen Vorschüttung
– Injektionsschleier im Bereich Anbindung des Sperrkörpers an den rechten Hang
– Ankerung, Injektion und Felssanierung im Bereich des Umlaufstollens
– Injektion des Schieberschachtes und Austausch der alten Schieber

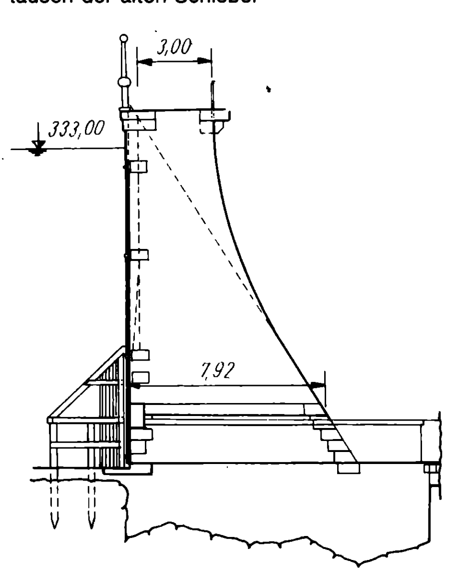
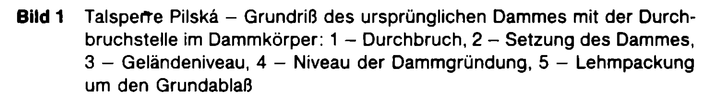


Bild 3 Bruchsteinmauer Jevisovice in Südmähren – Regelquerschnitt

Bild 1 Talsperre Pilská – Grundriß des ursprünglichen Dammes mit der Durchbruchstelle im Dammkörper: 1 – Durchbruch, 2 – Setzung des Dammes, 3 – Geländeniveau, 4 – Niveau der Dammgründung, 5 – Lehmpackung um den Grundablaß



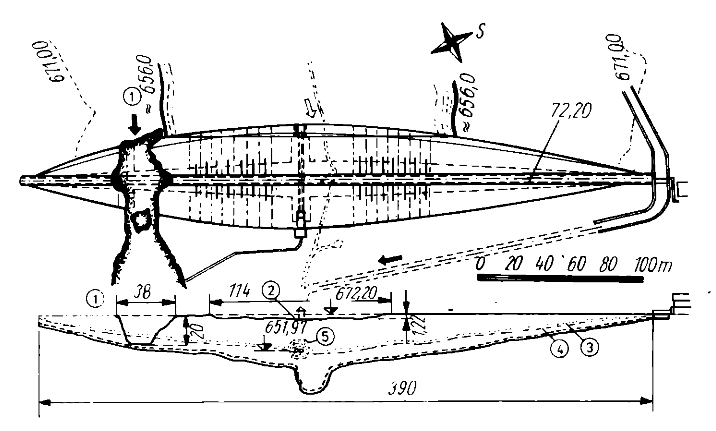
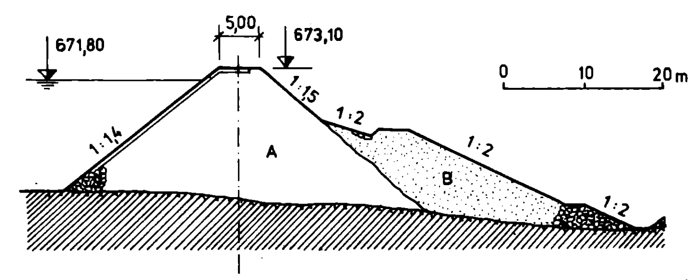


Bild 2 Talsperre Pilská – Querschnitt des rekonstruierten Dammes
A – ursprünglicher Querschnitt
B – Anschüttung im Zuge der letzten Rekonstruktion



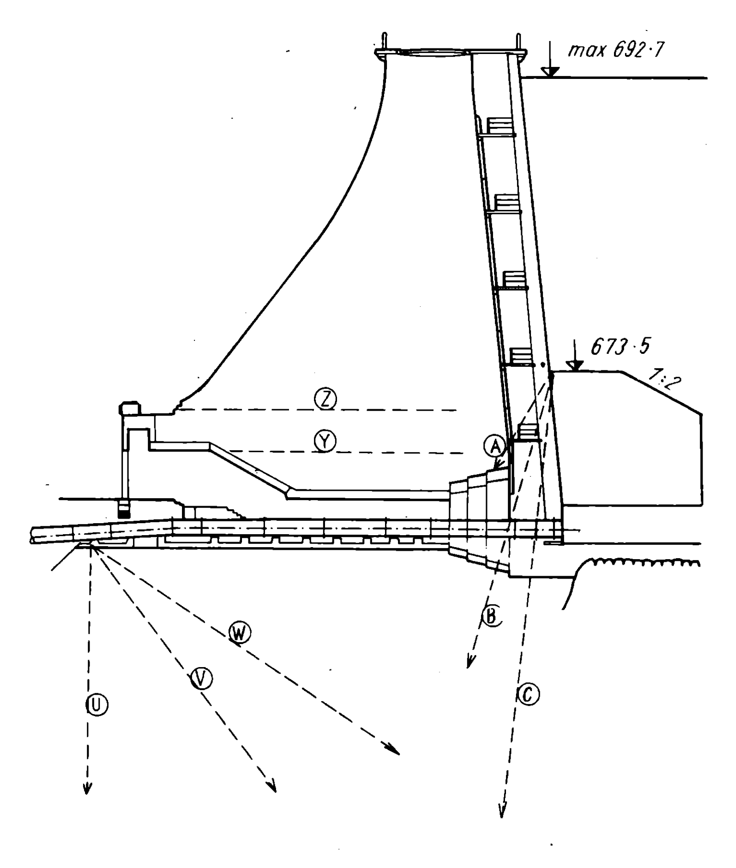


Bild 4
Talsperre Labská – Querschnitt durch den Block mit Grundablaßleitung
A, B, C – Injektionsbohrungen
Y, Z – Dränagebohrungen
U, V, W – Entspannungsbohrungen
Ø 65 mm

– Rekonstruktion der Kaskade mit Verankerung und Injektionen
– Erneuerung der fehlenden Steine an allen Objekten
– Reparatur des Geländers auf der Dammkrone
– Erneuerung der hydrographischen Meßeinrichtung am Fluß unterhalb der Talsperre.

Die Injektions- und Verfugungsarbeiten wurden innerhalb von fünf Jahren unter Nutzung der Winterperiode durchgeführt. Es wurden über 50 km Mauerfugen und 10 km Fugen an anderen Objekten erneuert. Das Bohrlochraster wurde anfangs 1 m × 1 m ausgeführt, mit dem Baufortschritt konnte es vermindert werden. Die Dichtung der Vorschüttung mittels Thermoplast hat sich nicht bewährt, da dies durch den Auftrieb beschädigt wurde. Anstelle der Thermoplastdichtung wurden tiefe Injektionen ausgeführt (Bild 4). Bei diesen Arbeiten mußten 175 000 m³ Schlamm, Sand und Schotter beseitigt werden. Die Reparatur- und Rekonstruktionsarbeiten an der Talsperre Labská stehen kurz vor der Vollendung. Die Bauarbeiten dauerten rund 16 Jahre.

Bild 5
Talsperre Bystricka – Verankerung der Steinmauer mit Stahlseilen
a) Geländeoberkante
b) Auelehm
c) Talschotter
d) Felsuntergrund
1 – Steinmauer
2 – Beton
3 – Steinmauer
4 – Dichtungsschicht aus Bitumenanstrich und Zementverputz
5 – Dränagerohre Ø 5 cm, Abstand 2 m
6 – verdichtete Lehmschürze
7 – Vorschüttung aus nichtsortiertem Erdmaterial, verdichtet
8 – Steinpackung
9 – vorgespannte Anker und Injektionsschleier
10 – Dränage
11 – Injektion
12 – Entwässerungsbohrungen

Talsperre Bystricka

Ähnliche Erscheinungen konnten an der Talsperre Bystricka beobachtet werden. Diese Steinmauer wurde in den Jahren 1908 bis 1912 gebaut. Sie ist 37 m hoch und hat über 40 Jahre die wasserwirtschaftlichen Aufgaben erfüllt. Im Jahr 1954 trat eine Sickerwassermenge von 7 l/s auf, die eine Reparatur der Talsperre in den Jahren 1965 bis 1967 erforderlich machte.
Die Reparaturarbeiten umfaßten:
– Erneuerung des Injektionsschleiers mit Verlängerung in den Hangbereichen
– Untergrundentwässerung luftseitig
– Verankerung der Steinmauer im Untergrund mit 26 Stahlseilen (Typ Herkules), die mit 4 MN vorgespannt wurden (Bild 5)
– Einbau von Deformations- und Sickermeßeinrichtungen.
Die Erfahrungen können für weitere Reparaturen genutzt werden.

Talsperre Vir I

Bei den Gründungsarbeiten der Betongewichtsmauer Vir I am Fluß Svratka (errichtet 1948 bis 1957) wurde nicht beachtet, daß die Gesteinsschichten am linken Ufer bei den Blöcken 5 bis 8 (Bild 6) quer zum Wasser abfallen und damit die Gründungssohle der Betonmauer eine umgekehrte Neigung aufweist. Die Neigung beträgt beim Block 5 = 15°, beim Block 7 = 23° (traditionsgemäß wird gefordert, daß die Resultierende des Wasserdrucks mit dem Mauergewicht senkrecht auf die Gründungsfläche wirkt). Diese Situation wirkte sich nachteilig auf die Stabilität der Talsperre aus und führte zur Rutschungsge-

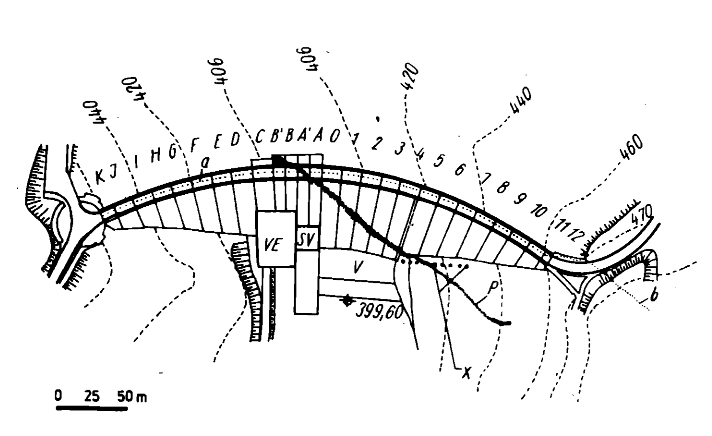


Bild 6
Grundriß der Betonmauer Vir I mit Störungszone
V_e – Spitzenkraftwerk
SV – zwei Verschlüsse der Grundablaßleitung

V – Tosbecken
X – Ankerköpfe
A, A ... K; 0, 1, 2, ... 12 – Bezeichnung der Betonblöcke
a – ursprünglicher Injektionsschleier
b – verlängerter Injektionsschleier

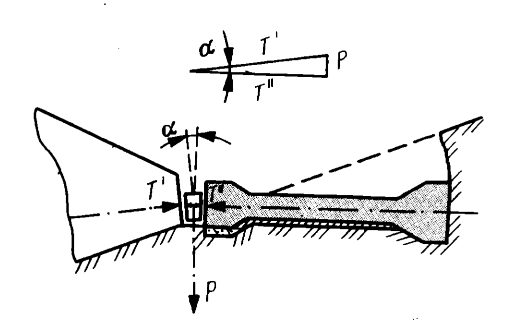


Bild 7
Schema des Spannkeils an der Talsperre Vir I,
$P = T \cdot 2 \sin \frac{°C}{2}$

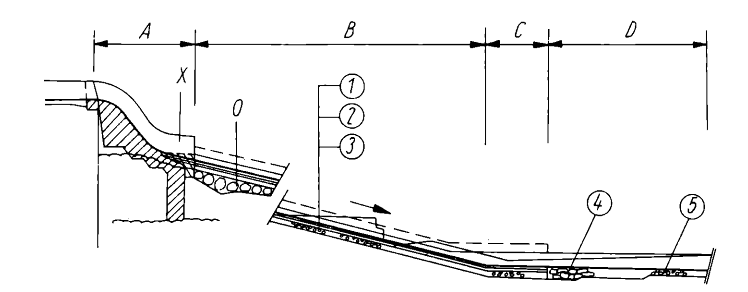


Bild 8 Längsprofil der Hochwasserentlastung an der Talsperre Mostiste
0 – Felsblockpackung mit Betonverguß
1, 2, 3 – Schotter mit Asphaltverguß
1 – Schotter 32/64 mm, 15 cm
2 – Schotter 63/125 mm, 30 cm
3 – Schotter 90/300 mm, 80 cm
4 – Felsblockpackung 90/300, 175 cm bzw. 150 cm stark
5 – Steinpackung 200/350, 100 cm stark
A – Sprungschanze, B – Schußrinne, C – Tosbecken
D – Abflußkanal, X – Stein- und Betonabtrag von der Sprungschanze

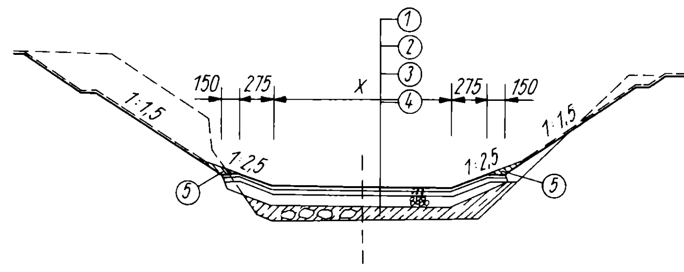


Bild 9 Regelquerschnitt der Schußrinne (Talsperre Mostiste)
1, 2, 3 – Schotter mit Asphaltbetonverguß
1 – Schotter 32/63 mm, 15 cm
2 – Schotter 63/125 mm, 30 cm
3 – Schotter 90/300 mm, 80 cm
4 – Felsblockpackung mit Betonverguß
5 – Asphaltbetonausgleich
X – veränderliche Breite

fahr. /6/ Es wurden mehrere Sanierungslösungen erarbeitet, von denen der Entwurf von Prof. *Wünsch* realisiert wurde. Nach dieser Lösung wird der Widerstand gegen Verschiebung durch spezielle Keile erhöht, die vor Ort betoniert werden (Bild 7). Diese Keile sind zwischen dem luftseitigen Fuß der Talsperrenblöcke und speziellen Pfeilerspreizen angeordnet und mit vorgespannten Ankern gesichert. Am Block 5 wurden vier Anker, am Block 6 sieben und an den Blöcken 7 und 8 jeweils zwei Anker angeordnet. Nach 10jährigem Betrieb traten Korrosionserscheinungen an den Ankern und eine Verminderung der Vorspannung auf. Aus diesem Grund mußte der Stauspiegel um 7,5 m abgesenkt werden. Neue Untersuchungen wurden durchgeführt, und zwar Beobachtungs- und Entwässerungsbohrungen sowie Bohrungen für Deformationsmessungen im Untergrund usw. Dabei wurde festgestellt, daß das große Zusammendrücken der Störungszone zu erheblichen waagerechten und senkrechten Deformationen geführt hat. Die Untersuchungen sind noch nicht abgeschlossen. Nach ihrer Beendigung werden die Ergebnisse in das Projekt für die Generalreparatur der Talsperre einbezogen.

Talsperre Vir II

Der Spritzbeton auf der wasserseitigen Oberfläche der Betonpfeilermauer Vir II (Höhe 13,5 m) hat sich nicht bewährt, er begann sich nach zehn Jahren abzulösen. Im Jahr 1975 mußte der gesamte Verputz beseitigt werden. Der neue Verputz wurde als Plastbetonbeschichtung aufgebracht.
Dabei wurde folgendes technologisches Verfahren angewandt:
– Reinigen der Oberfläche von Betonresten mittels Hydromonitor
– Aufbringen eines Grundanstrichs mit Anstrichstoffen auf Harzbasis
– Ausgleich der Oberfläche mit Spezialbeton, Herstellung der Dilatationsfugen
– Grundanstrich auf dem Ausgleichbeton
– Beschichtung der Oberfläche mit Plastbeton, wobei die Dilatationsfugen ausgespart bleiben
– Versiegelung mit Epoxidanstrich
– Verfüllung der Dilatationsfugen mit Epoxidteeranstrich.

Mit dieser Technologie wurden gute Erfahrungen gesammelt, so daß man sie bei ähnlichen Schäden anwenden konnte, so z. B. bei der Behandlung von Betonoberflächen bei Hochwasserentlastungen, Schußrinnen, Entnahmetürmen, Zuleitungskanälen usw.

Talsperre Mostiste

Manche Talsperrenkonstruktionen werden als Folge von Naturkatastrophen erforderlich. Zu diesen Fällen gehört die Rekonstruktion der Hochwasserentlastung der Talsperre Mostiste, erbaut in den Jahren 1957 bis 1961.
Die Hochwasserentlastung war ursprünglich nur als kurze Schußrinne mit der Ausmündung in eine Schlucht am rechten Ufer ausgebaut. Spätere Abflüsse großer Hochwassermengen haben jedoch zu großen Beschädigungen geführt, so daß eine Verstärkung des Überlaufbauwerks erforderlich wurde. Dies erfolgte durch Einbau einer mit Drahtnetz stabilisierten Steinschüttung, die unterhalb der Sprungschanze angeordnet wurde. Diese Schutzmaßnahme war für die große Wasserbeanspruchung unzureichend, so daß es zu weiteren Zerstörungen des Bauwerks kam.
Kurzfristige Sicherungsmaßnahmen waren erforderlich:
– sofortiger Schutz des Bauwerks
– komplexe Rekonstruktion der gesamten Anlage. /9/
Die Sofortmaßnahmen wurden bereits realisiert, die komplexe Rekonstruktion ist in Ausführung. Sie umfaßt folgende Maßnahmen:
– Abtrag von 22 m³ Stein- und 56 m³ Betonmaterial von der Sprungschanze; Anbindung an die Schußrinne mit einem neuverlegten Steinpflaster, das verankert wurde
– Anordnung einer Felsblockpackung mit Betonverguß direkt unterhalb der Sprungschanze (250 kg Zementanteil je m³ Beton)
– drei Schichten Schotter mit Asphaltverguß
(1. Schicht 15 cm, Schotter 32/63 mm
2. Schicht 30 cm, Schotter 63/120 mm
3. Schicht 80 cm, Schotter 90/300 mm)
– Felsblockpackung mit einer Stärke von 175 bzw. 150 cm und Steingröße von 90/300 mm sowie einer Stärke von 100 cm und Steingröße von 200/300 mm im Abflußkanal.
Die technische Lösung ist in den Bildern 8 und 9 dargestellt. Die Schichtdicken wurden berechnet.

Talsperre Terlicko

Eine ähnliche Havarie trat an der Hochwasserentlastungsanlage der Talsperre Terlicko auf, die in den Jahren 1957 bis 1963 erbaut wurde. Dieses Objekt wurde für einen Abfluß von 105 m³ dimensioniert. Im August 1972 trat bei einem Abfluß von 90 m³ bereits eine Havarie auf. Vor der Einmündung des Abflußkanals in das Flußprofil unterhalb des Dammes befindet sich eine Brücke. Das Hochwasser hatte die Durchflußöffnung durch mitgenommene Holzstämme verstopft und die Böschungsbefestigung beiderseits der Brücke beschädigt. Später wurden etwa 20 Betonplatten unterspült und vor die Brücke geschoben. Bei den späteren Rekonstruktionsarbeiten mußten u. a. 500 m³ Betonplatten mit einem Kostenaufwand von 1,64 Mill. Kcs. erneuert werden. Die Ursache der Havarie lag in der zu kleinen Durchflußöffnung der Betonbrücke.

Schlußfolgerungen

Reparaturen und Rekonstruktionen von Talsperren sichern eine hohe Lebensdauer dieser Bauwerke. Berücksichtigt man den hohen Kostenaufwand für den Ausbau vorhandener bzw. für die Erschließung neuer Wasservorräte, so erhöht sich die Bedeutung von Reparaturen und Rekonstruktionen. In der ČSSR wurden in den letzten Jahren mehrere Talsperren repariert. Bisher wurden die Erkenntnisse zu wenig berücksichtigt, wie sich die einzelnen Reparaturbauweisen bewährt haben, wie hoch die Kosten und der Bauaufwand waren und wie hoch sich der Materialaufwand belief. Diese Erkenntnisse sollten für die nächsten Rekonstruktionen genutzt werden.

Literatur

/1/ *Podzimek u. Kol.:* Z historie prehradniho stavitelstvi, S. 106–110 der Publikation Povodi Berounky 1980
/2/ *R. Bradác:* Problémy údrzby prehradnich objektu, Sbornik prehradnich dnu 1978, S. 11–15
/3/ *Trejtnar:* Prehrady povodi Labe, S. 82–90
/4/ *M. Bilik:* Vystavba prehrad v povodi
/5/ Moravy, Sbornik Prehradni dny 1978, S. 251–252 und 264
/6/ *M. Bilik:* Stabilita prehrady. Vis, Vodni hospodárstvi A-12/82
/7/ *L. Hobst:* Pouziti predpiraci techniky na prehrade u Viru – Vodni hospodárstvi A/12/82
/8/ *A. Mazác:* Plastbetony – vyzk. zpráva VUGI Brno Nr. 6154-01-1976
/9/ *Z. Navrátil:* Projekt rekonstrukce bezpecnostniho prelivu prehrady Mostiste, Ingstav Brno, n. p.



Heinz Lenke, 1938 Staumeister der Talsperre Klingenberg

Genosse Heinz Lenke ist gelernter Stahlschiffbauer und Ingenieur für Allgemeinen Maschinenbau. Wie kommt er bei dieser Ausbildung zur Wasserwirtschaft? Tja, das sind so die Zufälle des Lebens, wir werden mitunter auf Gleise geschoben, die zunächst zu anderen, ursprünglich nicht anvisierten Zielen führen. Aber bereut hat er es noch nie, obwohl die Wasserwirtschaft und besonders die Arbeit eines Staumeisters den ganzen Menschen fordert – Tag und Nacht. Mit Leib und Seele ist er Staumeister der Talsperre Klingenberg – seit April 1978, und engagiert wirkt er hier, weil diese Aufgabe auch eine äußerst interessante und vielseitige Arbeit mit sich bringt und mancherlei handwerkliches Geschick erfordert, das ihm eigen ist.
Dieses und manches andere erfuhr ich vom Gen. Lenke während eines zentralen Staumeisterlehrganges im April dieses Jahres in Wusterhausen, der vom Gen. Ander, Leiter der Talsperreninspektion, geleitet wurde.

Natürlich erzählte Gen. Lenke vornehmlich von „seiner" Talsperre Klingenberg, die den Bedarf des Versorgungsgebietes Dresden etwa zu 50 % deckt, zu der noch die TS Lehnmühle gehört. Die Wilde Weißeritz, wie ihr Name schon sagt, hat noch vor 70 Jahren große Flächen im Einzugsgebiet überschwemmt, Gebäude, Vieh und Menschen gefährdet. Jetzt ist sie im wesentlichen gebändigt. Ihr Wasser wird in Klingenberg und den anderen beiden TS gestaut, um Dresden und Freital mit Trinkwasser zu versorgen und die Bevölkerung im Einzugsgebiet vor Hochwasser zu schützen.

Ob die Wilde Weißeritz im vergangenen Herbst und im derzeitigen Frühjahr genügend Wasser zugeführt habe? Nein, leider nicht so viel wie nötig. Nach zwei Trockenjahren mit höchsten Versorgungsansprüchen ist die Talsperre Klingenberg derzeit ungenügend gefüllt.
Das bedeutet natürlich nicht, daß die Bevölkerung weniger Trinkwasser bekommt als üblich. Sie wird auf jeden Fall stabil versorgt. Aber die Industrie muß sparen. Darauf achtet u. a. auch Gen. Lenke und arbeitet engstens mit dem zuständigen VEB Wasserversorgung und Abwasserbehandlung zusammen.

Was hat ein Staumeister sonst noch für Aufgaben? Ganz wichtig ist es zu kontrollieren, ob auch immer und überall die Trinkwasserschutzzonenordnung beachtet wird. So darf in der TS Klingenberg nicht gebadet werden, auch das Bootfahren ist nicht gestattet. Und dann sind Absperrbauwerke immer im Auge zu behalten, verschiedene Überwachungs- und Meßverfahren sind unter seiner Leitung auszuführen. So ist es u. a. auch Gen. Lenke zu danken, daß das Auftreten der Alge *Synura uvella* in den TS Klingenberg und Lehnmühle im Jahre 1982 noch so rechtzeitig erkannt wurde und Bekämpfungsmaßnahmen eingeleitet werden konnten, um innerhalb weniger Wochen den Dresdnern wieder einwandfreies Trinkwasser zu liefern (zur Erinnerung für unsere Leser· In Heft 4/1983 der WWT berichteten wir auf den Seiten 135–138 über „Die Massenentwicklung der Geißelalge *Synura uvella*").
Gen. Ander bestätigte die stete Einsatzbereitschaft des Gen. Lenke nicht nur bei der Beseitigung der Algenhavarie. „Wenn bei anderen nichts mehr geht, dann kann man mit Gen. Lenke immer noch rechnen! Mit aus diesem Grund haben wir Gen. Lenke bei der zentralen Staumeisterschulung 1984 zum Lehrgangsvertreter bestimmt.
Seit 1978 hat Gen. Lenke schon so manche kritische Situation miterlebt, wo er sich als tatkräftiger Wasserwirtschaftler erweisen konnte. Das Hochwasser von 1981/82 war so ein Ereignis. Dank seinem selbstlosen Einsatz und vieler anderer Wasserwirtschaftler konnte das Hochwasser voll gespeichert werden, den Unterliegern entstanden keine Schäden. „Auch der garantierte Hochwasserschutz", so meinte Gen. Lenke, „ist ein Stück Sozialpolitik, zeigt die Sorge des sozialistischen Staates für die Werktätigen und ihr persönliches Eigentum."
Ein wichtiges volkswirtschaftliches Anliegen war die Rekonstruktion der Weißeritztalsperren. Die Elt.- und MSR-Anlagen wurden völlig erneuert, Absperrbauwerke modernisiert, die Wasser- und Luftseite der Mauer und Krone im Rahmen geplanter Sanierungsmaßnahmen an der TS Lehnmühle ausgebessert. Hierfür werden staatliche Mittel in Höhe von jährlich 2–3 Mill. Mark bereitgestellt.
Wie gesagt, ist Baden hier in Klingenberg nicht erlaubt, aber Wanderer und Angler kommen voll auf ihre Kosten. Und Angeln ist Gen. Lenkes große Leidenschaft. Aber die ihm eigene Bescheidenheit verbietet es, die bekannte Armbewegung aller das spezifische Latein vorzüglich beherrschenden Angler vorzuführen. Nicht die Größe der Fische, vornehmlich die Artenvielfalt betont er – Forellen, Aale, Hechte, Plötzen, Bleie, Barsche u. a., sie sind Ausdruck für die gute Wasserqualität; hier gibt es noch Sichttiefen bis zu 7 Metern!

Ein Talsperrenbetrieb ist ohne Sicherheit und Ordnung nicht beherrschbar Den ausgeprägten Ordnungssinn des Gen. Lenke, seine Zuverlässigkeit „von Berufs wegen" machten sich auch die örtlichen Organe zunutze. Als gewählter Volksvertreter – er ist Abgeordneter der Gemeinde Klingenberg – arbeitet er in der Kommission für Ordnung und Sicherheit, ein gutes Beispiel für den Einsatz unserer Abgeordneten nach ihren spezifischen Fähigkeiten und Interessen zum Wohle aller

Am 6. Mai votierten die Bürger des Wahlkreises Klingenberg wiederum für Gen. Lenke, für einen bewährten Wasserwirtschaftler, Aktivist der sozialistischen Arbeit, einen engagiert arbeitenden Volksvertreter

H. H.



Bücher

Deutsch – Russisch – Deutsch Fachwörterbuch der Wasserwirtschaft

Herausgeber Dr.-Ing. *Horst Wingrich,* VEB Projektierung Wasserwirtschaft Halle 1983, 146 S., 28 Bilder, Broschur
Die Broschüre gliedert sich in zwei Teile. Im ersten Teil sind die Fachwörter sowohl in deutscher als auch in russischer Sprache 28 Schemazeichnungen der Fachgebiete Wasserversorgung, Abwasser und Wasserbau zugeordnet. Der zweite Teil enthält etwa 1000 alphabetisch geordnete Fachwörter in den Sprachrichtungen Deutsch – Russisch und Russisch – Deutsch. Die Autoren haben eine Wortsammlung geschaffen, die die am häufigsten verwendeten wasserwirtschaftlichen Begriffe enthält und den Fachleuten mit Russischkenntnissen die Verständigung und Übersetzung von Texten erleichtert.
Sie ist als Ergänzung eines allgemeinen Wörterbuches gedacht. Auf Literaturquellen und spezielle Nachschlagewerke wird am Schluß verwiesen. Der Aufbau, die Darstellung und die einfache Handhabung der Broschüre berechtigen zu einer uneingeschränkten Empfehlung. Die Bestellanschrift lautet:
VEB Projektierung Wasserwirtschaft,
BT Forschungszentrum, Außenstelle Leipzig,
7027 Leipzig, Am Wasserwerk.

H. L.

31. August 1984 – Berlin Alexanderplatz – Internationale Solidaritätsaktion

Am letzten Freitag im August eines jeden Jahres veranstalten Journalisten aus mehr als 130 Berliner Verlagen und Redaktionen ihre traditionelle Solidaritätsaktion. Sie wollen ihrer Verbundenheit mit den um Befreiung und Unabhängigkeit kämpfenden Völkern Ausdruck verleihen und den antiimperialistischen Kampf unterstützen. Auch der Verlag für Bauwesen ist auf dem Alex vertreten. Wir würden uns sehr freuen, wenn auch die Leser der WWT mit Bastelarbeiten, Souvenirs, Büchern oder anderem zum Erfolg der Solidaritätsaktion beitragen könnten. Auch Betriebe sollten sich an unserer Aktion beteiligen – Erzeugnisse aus der Konsumgüterproduktion waren schon auf dem vorjährigen Soli-Basar sehr gefragt. Senden Sie bitte Ihren Solidaritätsbeitrag an:
Redaktion „Wasserwirtschaft-Wassertechnik"
1086 Berlin, Französische Straße 13/14.



Informationen

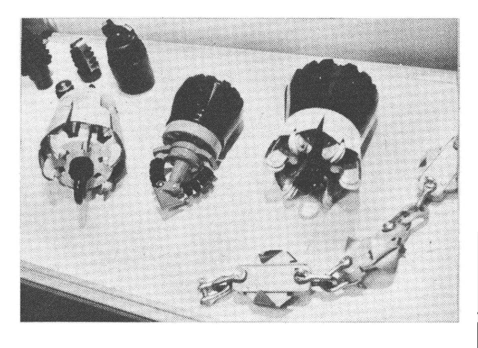
Wasserwirtschaft auf der Leipziger Frühjahrsmesse 1984 vertreten

Zum zweiten Mal war der VEB Kombinat Wassertechnik und Projektierung Wasserwirtschaft (KWP) Halle auf der Leipziger Frühjahrsmesse vertreten. Zur Exposition gehörten Spitzenerzeugnisse der einzelnen Kombinatsbetriebe. Fachleute aus sozialistischen Ländern, kapitalistischen Staaten und aus Nationalstaaten informierten sich über das Angebot des VEB KWP Halle. Mit diesem Messestand wurde der gesamte Bereich des Ministeriums für Umweltschutz und Wasserwirtschaft repräsentiert. Das zeigte sich u. a. auch im Angebot von Lizenzen, z. B. für das Zement-Mörtel-Auspreßverfahren oder die enzymatische Schlammstabilisierung sowie für komplexe Lösungen des Umweltschutzes. Erstmals war zusammen mit dem VEB WAB die Möglichkeit von Referenzvorführungen im Leipziger Stadtgebiet geschaffen worden. So ließen sich Geschäftsleute aus der BRD das Zement-Mörtel-Auspreßverfahren und das Molchen von Trinkwasserleitungen demonstrieren.

F. Z.

Bild 1 *Guido Thoms*, Stellvertreter des Ministers für Umweltschutz und Wasserwirtschaft, und *Mohamed Ali Alfusail*, Stellvertreter des Ministers der Gesellschaft für Wasserversorgung und Abwasserbehandlung der Arabischen Republik Jemen, im Messebüro des KWP

Bild 2 Sortiment von Molchen und Gliederdurchzugsapparaten aus dem VEB Röhrenreinigung Molch Bernburg



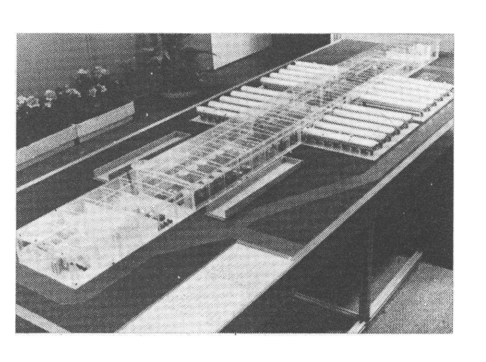


Bild 3
Modell eines kompletten Wasserwerkes

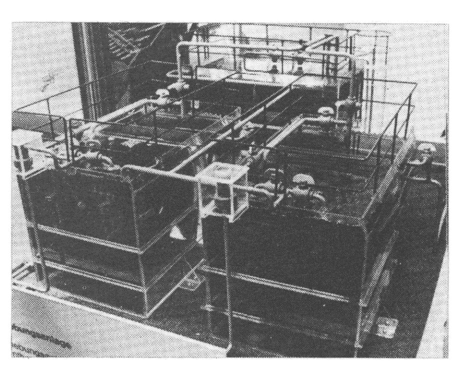


Bild 4
Modell einer Kleinbelebungsanlage aus dem VEB Abwasserbehandlungsanlagen Merseburg

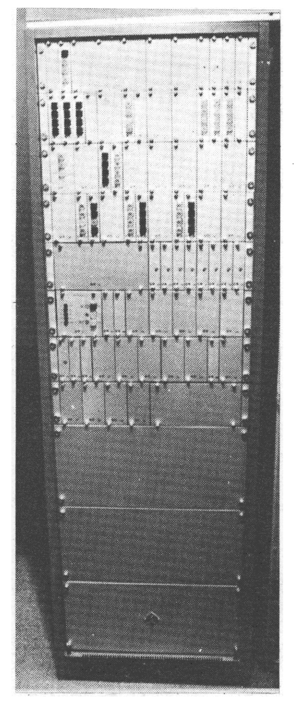


Bild 5
Steuerschrank für automatische Filterspülung aus dem VEB BMSR-Aegir Dresden

Fotos: *Zimnol*

Jakovlew, S. W. Direktor des Allunionsforschungsinstituts WODGEO Moskau – 70 Jahre alt



Kampferfüllt und arbeitsreich ist das Leben, auf das Prof. Jakovlew voller Stolz zurückblikken kann. Sein Leben und Wirken ist untrennbar mit den großen Erfolgen der UdSSR auf dem Gebiet der Wasserwirtschaft und dem hohen Stand der sowjetischen Wissenschaften auf dem Gebiet der Abwasserbehandlung verbunden.

Zahlreiche Wissenschaftler der heutigen Generation sind durch Prof. Jakovlew nicht nur ausgebildet, sondern auch zu verantwortungsbewußten Kommunisten erzogen worden. Unter seinen Studenten und Aspiranten befanden sich nicht wenige Bürger der DDR, die heute in verantwortlichen Funktionen in der Wasserwirtschaft der DDR tätig sind.

Die grundlegenden Arbeiten auf dem Gebiet der Abwasserreinigung, mit denen sich Prof. Jakovlew befaßte, haben nicht nur maßgeblich die Errichtung großer Objekte in der UdSSR beeinflußt, sondern wurden auch in der DDR bei der Erarbeitung von Projektierungsnormativen zur Grundlage genommen. Viele seiner Arbeiten gehören heute zum täglichen Handwerkszeug der Wasserwirtschaftler und der auf diesem Gebiet tätigen Wissenschaftler.

Besondere Aufmerksamkeit widmete Prof. Jakovlew den Fragen der zwei- und mehrseitigen internationalen Zusammenarbeit. Durch seine Tätigkeit als langjähriges Mitglied der Delegation der UdSSR in der TLWO hat er sich hohes Ansehen in allen Ländern unserer sozialistischen Staatengemeinschaft erworben. Durch die direkte Zusammenarbeit zwischen dem Moskauer Allunionsinstitut WODGEO mit dem zentralen Forschungsinstitut der DDR ist Prof. Jakovlew auch vielen Genossen in der DDR persönlich bekannt, die ihn schätzen und verehren.

Seit Bestehen des Regierungsabkommens Roh- und Abwasserbehandlung hat Prof. Jakovlew sich mit ganzer Energie in die Zusammenarbeit als Leiter der Arbeitsgruppe Wissenschaft eingeschaltet. Damit hat er auch direkten Einfluß auf die Durchsetzung neuer moderner Lösungen für die im Bau befindliche Kläranlage der Hauptstadt der DDR, Berlin, genommen.

Aus Anlaß des 70. Geburtstages von Prof. Jakovlew sandte der Stellv. Vorsitzende des Ministerrates und Minister für Umweltschutz und Wasserwirtschaft, Dr. Reichelt, ein Glückwunschschreiben im Namen aller Wasserwirtschaftler der DDR.

ISSN 0043-0986	Wasserwirtschaft – Wassertechnik	Berlin	34 (1984) 4	S. 73–96